



**UNIVERSIDAD ANDRÉS BELLO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE OBRAS CIVILES**

**COBERTIZOS PREFABRICADOS PARA CAMINOS MINEROS UBICADOS EN ALTA
CORDILLERA. ESTUDIO DE DISEÑO ESTRUCTURAL, CONSTRUCCIÓN Y
COSTOS.**

Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil

IRIS VIVIANA HERNÁNDEZ FERREIRA

Profesor Guía
DARÍO ALEJANDRO LOBOS UBERUAGA

**SANTIAGO DE CHILE
NOVIEMBRE 2013**

*Dedicado a mis padres Pascual e Iris,
por ser unos excelentes padres y
entregarme su apoyo incondicional.*

Agradecimientos

En estas líneas quiero agradecer principalmente a mis padres, Pascual Hernández e Iris Ferreira, quienes me apoyaron siempre y fueron un pilar importante en mi desarrollo como estudiante y en el desarrollo de esta tesis.

Agradecer además a los profesionales de Codelco, especialmente al Señor Alejandro Espinoza, por darme el tema de tesis y la oportunidad de trabajar para él. A los señores José Ignacio García, Juan Manuel Hernández, Jorge Poblete y Franklin Jimenez, quienes me ayudaron a conseguir información y aclararon mis dudas.

También agradecer a mi profesor guía, el Señor Darío Lobos, quien me ayudó y respondió cada duda que se me presentó durante el desarrollo de esta tesis.

A mis compañeros y amigos Patricio Fierro, Ricardo Urrutia y Daniel Orellana, quienes siempre estuvieron ahí para ayudarme con alguna duda, no sólo en el desarrollo de esta tesis, sino que también a lo largo de los años de carrera. Gracias por su amistad.

Índice de Contenido

Capítulo 1: Introducción.....	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Antecedentes	3
1.3 Contextualización	4
1.4 Problematización	6
1.5 Relevancia y Justificación	7
1.6 Objetivos	8
1.6.1 Objetivo General	8
1.6.2 Objetivos Específicos	8
1.7 Presentación del Tema	8
1.8 Ubicación y Accesos	9
1.9 Descripción del Camino Industrial de la División Andina.....	11
Capítulo 2: División Andina - Codelco	12
2.1 Codelco Chile	12
2.2 Vicepresidencia de Proyectos	12
2.3 División Andina.....	13
Capítulo 3: Marco Teórico.....	14
3.1 Cobertizos	14
3.1.1 Definición	14
3.1.2 Estructuración Típica	14
3.1.3 Ventajas.....	16
3.1.4 Desventajas	16
3.1.5 Cargas de Avalancha Sobre el Cobertizo.....	16
3.1.6 Peso Propio de la Estructura	18

3.1.7	Peso del Relleno Estructural Sobre el Cobertizo	18
3.1.8	Leyes de Empuje	18
3.1.9	Carga de Viento	19
3.1.10	Carga de Nieve	19
3.1.11	Cargas Sísmicas	19
3.2	Elementos Prefabricados y Preesforzados	20
3.2.1	Conceptos Básicos de Diseño de Elementos de Hormigón Preesforzado y Prefabricado	20
3.2.2	Efectos del Preesfuerzo	20
3.2.3	Ventajas del Uso de Elementos Prefabricados y Preesforzados	24
3.2.4	Desventajas del Uso de Elementos Prefabricados y Preesforzados	24
3.2.5	Pretensado	25
3.2.6	Materiales	25
3.2.6.1	Hormigón	25
3.2.6.2	Acero de Preesfuerzo	26
3.2.6.3	Acero de Refuerzo	28
3.2.7	Etapas de un Elemento Preesforzado	28
3.2.7.1	Etapas de Transferencia	28
3.2.7.2	Estado Intermedio	29
3.2.7.3	Etapas de Final	29
3.3	Proceso de Elaboración del Proyecto de Cálculo Estructural	29
3.3.1	Estructuración	29
3.3.2	Modelación	30
3.3.2.1	Flexibilidad del Suelo	31
3.3.3	Análisis Estructural	32
3.3.3.1	Cargas de Diseño	33
3.3.3.2	Combinaciones de Carga	39
3.3.4	Diseño Estructural	40
3.3.4.1	Viga Pretensada	40
3.4	Constructibilidad	43
3.5	Costos	44

Capítulo 4: Estado del Arte – Proyecto Rehabilitación Ruta 60Ch.....	47
4.1 Descripción del Cobertizo Proyecto Rehabilitación Ruta 60Ch.....	48
4.2 Perfil Tipo	50
4.3 Dimensiones y Geometría de los Prefabricados	51
4.4 Costos Directos	55
4.5 Duración de Trabajo en Obra	55
Capítulo 5: Estudio de Prefactibilidad Proyecto Cobertizos en Hormigón Prefabricado	56
5.1 Ubicación y Selección del Tramo	56
5.2 Materiales.....	58
5.3 Diseño y Cálculo Estructural de la Solución Propuesta.....	60
5.3.1 Modelación Geométrica	60
5.3.2 Modelación de Cargas	64
5.3.2.1 Peso Propio Relleno Estructural	64
5.3.2.2 Empujes de Tierra	65
5.3.2.3 Viento	70
5.3.2.4 Nieve	71
5.3.2.5 Avalancha	72
5.3.2.6 Sismo	74
5.3.3 Análisis Estructural	76
5.3.4 Verificación de Elementos Estructurales	80
5.3.4.1 Estabilidad Fundaciones	80
5.3.4.2 Porcentaje de Compresión de la Fundación	81
5.3.4.3 Tensiones en el Sello de Fundación	82
5.3.5 Diseño Estructural	86
5.3.5.1 Fundación Lado Valle	86
5.3.5.2 Fundación Lado Cerro.....	87
5.3.5.3 Viga Pretensada.....	88
5.3.5.4 Muro Lado Valle	90
5.3.5.5 Muro Lado Cerro	95

5.4	Análisis de Costos y Plazos Caso Cobertizos Prefabricados	99
5.4.1	Cubicaciones	99
5.4.2	Costos	100
5.5	Constructibilidad Caso Elementos Prefabricados.....	103
5.5.1	Material de Relleno.....	103
5.5.2	Transporte Piezas Prefabricadas.....	104
5.5.3	Secuencia Constructiva Caso Elementos Prefabricados	105
5.5.4	Equipos.....	107
5.5.5	Grúa.....	108
5.5.6	Carta Gantt Equipos	108
5.5.7	Programa de Trabajo	109
Capítulo 6:	Cobertizos en Hormigón in Situ	111
6.1	Ubicación y Selección del Tramo	111
6.2	Materiales.....	111
6.3	Diseño y Cálculo Estructural de la Solución Propuesta.....	113
6.3.1	Modelación Geométrica	113
6.3.2	Modelación de Cargas	114
6.3.2.1	Peso Propio Relleno Estructural	115
6.3.2.2	Empujes de Tierra	115
6.3.2.3	Viento	118
6.3.2.4	Nieve.....	119
6.3.2.5	Avalancha	120
6.3.2.6	Sismo	121
6.3.3	Análisis Estructural	122
6.3.4	Verificación de Elementos Estructurales	125
6.3.4.1	Estabilidad Fundaciones	125
6.3.4.2	Porcentaje de Compresión de la Fundación	125
6.3.4.3	Tensiones en el Sello de Fundación	127
6.3.5	Diseño Estructural	131
6.3.5.1	Fundación Lado Valle	131
6.3.5.2	Viga.....	131

6.3.5.3	Muro Lado Valle	132
6.3.5.4	Muro de Contención Lado Cerro	133
6.3.5.5	Losa	135
6.4	Análisis de Costos y Plazos Caso Cobertizos in Situ	136
6.4.1	Cubicaciones	136
6.4.2	Costos Caso Cobertizos in Situ	138
6.4.3	Programa de Trabajo	140
Capítulo 7:	Cobertizos Prefabricados v/s Cobertizos in Situ.....	143
7.1	Comparación Horas Hombre Mensuales	144
7.2	Costo Mensual Para Cada Alternativa	145
7.3	Comparación Costo Acumulado en el Tiempo	147
Capítulo 8:	Conclusiones y Recomendaciones	149
8.1	Conclusiones.....	149
8.2	Recomendaciones.....	150
Bibliografía	153

Índice de Tablas

Tabla 3.1: Itemizado de costos proyecto cobertizos de hormigón prefabricado.	46
Tabla 5.1: Características de las 5 avalanchas que caen con mayor frecuencia al año en el camino industrial.	56
Tabla 5.2: Requisito para relleno estructural permeable.	60
Tabla 5.3: Section cut (caso cobertizo prefabricado).	80
Tabla 5.4: Cubicación piezas prefabricadas (caso elementos prefabricados).	99
Tabla 5.5: Cubicación hormigón in situ (caso elementos prefabricados).	99
Tabla 5.6: Cubicación excavación (caso elementos prefabricados).	100
Tabla 5.7: Cubicación relleno compactado (caso elementos prefabricados).	100
Tabla 5.8: Cubicación relleno suelto (caso elementos prefabricados).	100
Tabla 5.9: Costos directos (caso elementos prefabricados).	101
Tabla 5.10: Costos indirectos, costos del dueño, contingencias y total presupuesto (caso elementos prefabricados).	102
Tabla 5.11: Carta gantt equipos mayores.	108
Tabla 5.12: Carta gantt equipos menores.	109
Tabla 6.1: Requisito para relleno estructural permeable.	113
Tabla 6.2: Section cut (caso cobertizo in situ).	125
Tabla 6.3: Cubicación hormigón in situ (caso cobertizo hecho in situ).	136
Tabla 6.4: Cubicación excavación (caso cobertizo hecho in situ).	136
Tabla 6.5: Cubicación relleno compactado (caso cobertizo hecho in situ).	137
Tabla 6.6: Cubicación relleno suelto (caso cobertizo hecho in situ).	137
Tabla 6.7: Costos directos (caso cobertizo hecho in situ).	138
Tabla 6.8: Costos indirectos, costos del dueño, contingencias y presupuesto total (caso cobertizo hecho in situ).	139

Índice de Figuras

Figura 0.1: Tramo del camino industrial donde se ubicarán los cobertizos.	xv
Figura 1.1: Porcentajes de contribución de varios mecanismos que afectan la durabilidad del hormigón.	4
Figura 1.2: Ubicación del camino industrial entre saladillo y el rajo sur sur.	6
Figura 1.3: Ubicación geográfica codelco chile división andina.	10
Figura 1.4: Camino industrial (línea roja), vista desde saladillo hacia kilómetro 28.	11
Figura 1.5: Camino industrial (línea roja), vista desde kilómetro 28 hacia saladillo.	11
Figura 3.1: Perfil esquemático de cobertizo.	15
Figura 3.2: Cargas de avalancha sobre un cobertizo.	17
Figura 3.3: Esquemas alternos para preesforzar una viga rectangular.	21
Figura 3.4: Viga de hormigón preesforzado sometida a una carga cercana a la que produciría la falla por flexión: (a) viga con la carga mayorada aplicada; (b) equilibrio de fuerzas en la mitad izquierda de la viga.	23
Figura 3.5: Composición de cable de pretensado.	26
Figura 3.6: Estructuración de los cobertizos. a) estructuración de un marco b) conjunto de marcos.	30
Figura 3.7: a) Elemento shell y sus cuatro nodos. b) nodo y sus grados de libertad.	30
Figura 3.8: Carga peso propio de la losa.	34
Figura 3.9: Carga peso propio relleno estructural.	34
Figura 3.10: Carga empuje en reposo.	35
Figura 3.11: Carga empuje activo del suelo.	35
Figura 3.12: Carga empuje sísmico del suelo.	36
Figura 3.13: Carga empuje que genera la sobrecarga del relleno.	36
Figura 3.14: Carga empuje que genera la sobrecarga de la nieve.	36
Figura 3.15: Carga del viento.	37

Figura 3.16: Carga de nieve.....	37
Figura 3.17: a) Carga normal de avalancha. b) Carga de cizalle que genera la avalancha sobre el cobertizo.....	38
Figura 3.18: Carga sísmica.	38
Figura 4.1: Cobertizos zona túnel Cristo Redentor – Ruta 60Ch.....	48
Figura 4.2: Estructuración de cobertizos.	49
Figura 4.3: Corte cobertizo tradicional.....	50
Figura 4.4: Elevación lado valle.....	51
Figura 4.5: Elevación lado cerro.....	51
Figura 4.6: Pieza prefabricada lado valle.	52
Figura 4.7: Pieza prefabricada lado cerro.....	53
Figura 4.8: Elevación unidad pretensada prefabricada compuesta por dos vigas.....	54
Figura 4.9: Sección transversal unidad pretensada prefabricada compuesta por dos vigas.....	54
Figura 5.1: Ubicación cobertizos, Km 24 – camino industrial.	58
Figura 5.2: Modelo y dimensiones libres de los cobertizos. El detalle A se encuentra en la Figura 5.41	61
Figura 5.3: Modelo pieza prefabricada lado valle	62
Figura 5.4: Modelo pieza prefabricada lado cerro	63
Figura 5.5: Perfil transversal viga pretensada.	63
Figura 5.6: Modelo pieza prefabricada pretensada.	63
Figura 5.7: Carga peso propio relleno estructural, ton/m^2	64
Figura 5.8: Carga empuje en reposo, ton/m^2	65
Figura 5.9: Carga empuje activo, ton/m^2	66
Figura 5.10: Carga empuje sísmico, ton/m^2	67

Figura 5.11: Carga empuje sobrecarga relleno estructural, ton/m^2	68
Figura 5.12: Carga empuje sobrecarga nieve, ton/m^2	69
Figura 5.13: Carga de viento, ton/m^2	70
Figura 5.14: Carga de nieve, ton/m^2	71
Figura 5.15: Carga de avalancha (-X), ton/m^2	72
Figura 5.16: Carga de avalancha (-Z), ton/m^2	73
Figura 5.17: Carga de sismo (-X), Gravity multiplier $C = 0,15$	74
Figura 5.18: Carga de sismo (+Y), Gravity multiplier $C = 0,15$	75
Figura 5.19: M11 fundaciones envolvente máxima LRFD, ton*m/m	76
Figura 5.20: M22 fundaciones envolvente máxima LRFD, ton*m/m	76
Figura 5.21: V13 envolvente máxima LRFD, ton/m	77
Figura 5.22: Sections cuts en la viga.....	78
Figura 5.23: Sections cuts en muro lado valle.....	78
Figura 5.24: Sections cuts en muro lado cerro.	79
Figura 5.25: Presiones de contacto [ton/m^2] para la combinación U9 ASD en la Fundación lado valle.....	81
Figura 5.26: Presiones de contacto [ton/m^2] para la combinación U9 ASD en la fundación lado cerro.....	82
Figura 5.27: Deformación máxima fundación lado valle caso estático (caso cobertizo prefabricado), unidades en cm.	83
Figura 5.28: Deformación máxima fundación lado cerro caso estático (caso cobertizo prefabricado), unidades en cm.	84
Figura 5.29: Deformación máxima fundación lado valle caso sísmico (caso cobertizo prefabricado), unidades en cm.	85
Figura 5.30: Deformación máxima fundación lado cerro caso sísmico (caso cobertizo prefabricado), unidades en cm.	86
Figura 5.31: Disposición de la armadura, fundación lado valle.	87

Figura 5.32: Disposición de la armadura, fundación lado cerro.....	87
Figura 5.33: Armadura de pretensado.....	89
Figura 5.34: Armadura pasiva.	90
Figura 5.35: Elevación muro valle.	91
Figura 5.36: Sección A-A.....	91
Figura 5.37: Sección B-B.....	92
Figura 5.38: Vista 3D muro lado valle.....	92
Figura 5.39: Sección C-C.	93
Figura 5.40: Cables de izaje muro lado valle.....	94
Figura 5.41: a) Unión entre la viga y el muro lado valle. b) Dimensiones armadura.	95
Figura 5.42: a) Vista frontal muro cerro. b) Sección D-D.....	96
Figura 5.43: a) Vista lateral muro cerro. b) Sección E-E.	96
Figura 5.44: Cables de izaje muro lado cerro.....	97
Figura 5.45: a) Unión entre la viga y el muro lado cerro. b) Dimensiones armadura.....	98
Figura 5.46: Ubicación del acopio de empréstito.....	103
Figura 5.47: Transporte de piezas prefabricadas para el montaje de la subestación GIS.	104
Figura 5.48: Postura de alzaprimas.....	106
Figura 5.49: Disposición en planta de la grúa.	108
Figura 5.50: Programa de trabajo.....	110
Figura 6.1: Dimensiones cobertizo in situ.....	113
Figura 6.2: Carga peso propio relleno estructural, ton/m^2	115
Figura 6.3: Carga empuje en reposo, ton/m^2	116
Figura 6.4: Carga empuje activo, ton/m^2	116

Figura 6.5: Carga empuje sísmico, ton/m^2	117
Figura 6.6: Carga sobrecarga relleno estructural, ton/m^2	118
Figura 6.7: Carga sobrecarga nieve, ton/m^2	118
Figura 6.8: Carga de viento, ton/m^2	119
Figura 6.9: Carga de nieve, ton/m^2	119
Figura 6.10: Carga de avalancha (-X), ton/m^2	120
Figura 6.11: Carga de avalancha (-Z), ton/m^2	120
Figura 6.12: Carga de sismo (-X), Multiplier gravity $C = 0,15$	121
Figura 6.13: Carga de sismo (+Y), Multiplier gravity $C = 0,15$	121
Figura 6.14: M11 fundaciones envolvente máxima LRFD, $\text{ton}^*\text{m/m}$	122
Figura 6.15: M22 envolvente máxima LRFD, $\text{ton}^*\text{m/m}$	122
Figura 6.16: V13 envolvente máxima LRFD, ton/m	123
Figura 6.17: Sections cuts en muro lado valle.	123
Figura 6.18: Sections cuts en muro lado cerro.	124
Figura 6.19: Presiones de contacto [ton/m^2] para la combinación U9 ASD en la fundación lado valle	126
Figura 6.20: Presiones de contacto [ton/m^2] para la combinación U9 ASD en la fundación lado cerro	126
Figura 6.21: Deformación máxima fundación lado valle caso estático (caso cobertizos in situ), unidades en cm.	127
Figura 6.22: Deformación máxima fundación lado cerro caso estático (caso cobertizos in situ), unidades en cm.	128
Figura 6.23: Deformación máxima fundación lado valle caso sísmico (caso cobertizos in situ), unidades en cm.	129
Figura 6.24: Deformación máxima fundación lado cerro caso sísmico (caso cobertizos in situ), unidades en cm.	130
Figura 6.25: Diseño estructural de la fundación que se ubica en el lado del valle.	131

Figura 6.26: Diseño estructural de la viga.	132
Figura 6.27: Diseño estructural del muro que se ubica en el lado del valle.....	133
Figura 6.28: Diseño estructural del muro de contención que se ubica hacia el lado del cerro.	134
Figura 6.29: Diseño estructural losas.	135
Figura 6.30: Programa de trabajo cobertizo in situ.....	141
Figura 7.1: Comparación HH mensuales para ambas alternativas.	144
Figura 7.2: Costo mensual cobertizo prefabricado.	145
Figura 7.3:	146
Figura 7.4: Comparación costo acumulado en el tiempo.	148
Figura 8.1: Perfil transversal propuesto para futuros estudios.	151
Figura 8.2: Sección transversal tipo de cobertizos, definida por el manual de carreteras.	152

Resumen

Los caminos mineros se encuentran principalmente ubicados en alta montaña, debido a esto, generalmente se ven afectados por el paso de las avalanchas en el periodo de invierno y parte de la primavera. Existe el caso puntual del camino Industrial de la División Andina, el cual se ve afectado por las avalanchas a lo largo de casi el 90% de su longitud, a causa de esto corren riesgo de perder la vida las personas que trabajan en este lugar. Además, la conectividad entre el rajo y el sector de Saladillo se pierde cuando el camino se obstruye debido al flujo de nieve, quedando gente imposibilitada de poder salir o ingresar a los sectores que están a una mayor cota. Por otra parte, el bloqueo, tanto del camino Industrial como de otros caminos en esta mina, genera que la producción del cobre disminuya, lo que provoca una pérdida económica millonaria. Es decir, a causa de las avalanchas que bloquean el camino minero se producen pérdidas tanto en el costo directo como en el costo de oportunidad. La presente tesis, con el fin de mejorar la conectividad, desarrolla un estudio técnico-económico, a nivel de prefactibilidad, de cobertizos de hormigón prefabricado. Además se estudia una segunda alternativa, la cual sería realizar el mismo proyecto de cobertizos pero en hormigón in situ. En ambas alternativas se estudia el diseño estructural, constructibilidad, la planificación del proyecto y costos asociados, para luego realizar una comparación en cada uno de estos ítems y finalmente concluir cual de las dos alternativas es más conveniente.

El análisis estructural de estos cobertizos se rige por las normas chilenas vigentes y el diseño estructural se rige al Código ACI318-08. La constructibilidad abarca puntos específicos para el caso propio de Andina. Para la estimación del costo de construcción se utilizaron los análisis de precios unitarios utilizados en el proyecto Nueva Andina fase II.

El largo del cobertizo en estudio es de 230 m y se ubica entre los kilómetros 16,4 y 16,6 del camino Industrial de la División Andina, tal como se muestra en la Figura 0.1.

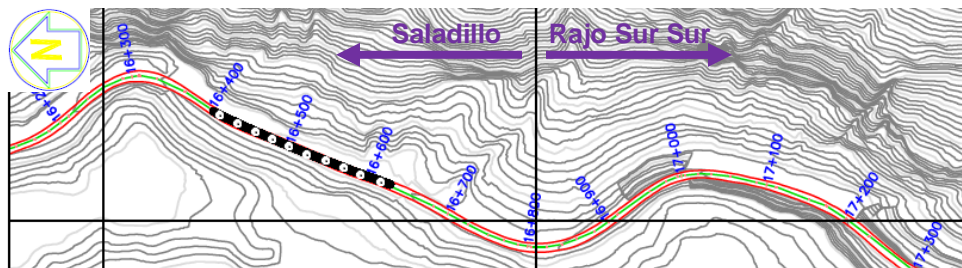


Figura 0.1: Tramo del camino industrial donde se ubicarán los cobertizos.
[Fuente: Elaboración propia]

Para el Proyecto de Cobertizos Prefabricados, se obtiene un costo de construcción por metro lineal de 609UF/ml. El periodo de construcción es de 6 meses para la obra gruesa.

Para el Proyecto de Cobertizos in Situ, el costo por metro lineal es de 681UF/ml y el plazo de construcción de la obra gruesa es de 13 meses, pero debido a las condiciones climáticas de la zona, la construcción se debe detener durante 5 meses (entre mayo y septiembre), por lo que finalmente son 18 meses desde que se inicie la obra hasta su fin.

Si se compara el mismo tramo de cobertizo, una alternativa hecha in situ y otra de hormigón prefabricado, se obtienen diferencias considerables. En cuanto al costo de construcción, se genera una diferencia de más de 70UF/ml, siendo la opción in situ la más costosa. Por otra parte, se genera una diferencia de 12 meses en el periodo de construcción, siendo la alternativa in situ la que demora más en su construcción.

Abstract

The mining roads are mainly found in high snow locations, due to this, generally are affected by the passage of the avalanches in winter time and part of the spring. The industrial road of the Andina mine is a specific case, which is affected by the avalanches along almost 90% of its length. Because of this, people that work in this place have the risk of losing their lives. Moreover, the connectivity between the excavation Sur Sur and the location of Saladillo is lost when the road is obstructed due to the flow of snow, letting people unable to get out from places at higher elevation. On top of this, interruptions of the industrial road and other ways of the mine generate that the copper production decreases, provoking millionaire economic losses. In other words, due to the avalanches that block the road, losses occur in the direct cost as much as in the opportunity cost. This present thesis, in order to improve the connectivity, develops a technical - economic study, at the level of prefeasibility, of prefabricated concrete snowshed. Furthermore a second alternative is studied which would be do the same project but whit concrete fabricated in situ. In both alternatives the structural design, constructability, project planning and related costs are studied, for later compare them in each one of these points and finally conclude which of these two alternatives is convenient.

The structural analysis of this sheds is ruled by the current Chilean norm, and the structural design is ruled by the ACI318-08 code. The constructability includes specific points for the peculiar case of Andina. To estimate the cost of construction were used the analysis of unitary prices utilized in Nueva Andina phase II project.

The snowshed length in study is 230m and is settled between the 16.4 and 16.6 kilometers of the industrial road of Andina division, as one shows in the Figura 0.1.

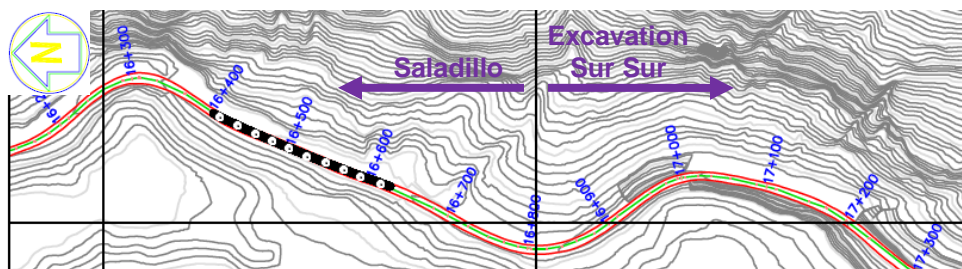


Figure 0.1: Stretch of the industrial road where the snowsheds are located.

[Source: Original content, 2011]

For the Prefabricated Sheds Project, the construction cost per lineal meter is 609UF/ml. The construction time is 6 months for the structural work.

For the in situ shed project, the cost per lineal meter is 681UF/ml and the structural work construction term is 13 months, but due to weather conditions of the construction zone, it must be postponed for 5 months (between May and September), for what finally they are 18 months since the work begins up to its end.

If the same trace of shed is compared, an alternative made in situ and another of prefabricated concrete, considerable differences are obtained. In construction cost the difference is 70UF/ml, being the in situ option, the most expensive. Moreover there's a difference generated of 12 months in the construction time, being the in situ alternative the more time consuming.

Capítulo 1: Introducción

1.1 Generalidades

En general los caminos mineros se encuentran emplazados en la alta cordillera, por ende, constantemente se ven afectados por las grandes nevazones que ocurren en esos sectores. Estas nevazones junto con la topografía del sector son las generadoras de avalanchas de variados tamaños.

Las avalanchas son desprendimientos de masas de nieve, que pueden alcanzar grandes velocidades y son altamente destructivas, capaces de arrasar con todo lo que se ponga en su camino.

La cordillera de Los Andes es generadora de grandes avalanchas, las que inclusive se han llevado consigo la vida de cientos de personas.

La División Andina de Codelco posee dos minas, la mina subterránea de Río Blanco y la mina a rajo abierto Sur Sur, ubicadas en la cordillera de Los Andes, en la quinta región. La División Andina posee un camino de acceso desde el sector de Saladillo hasta el rajo Sur Sur, este se llama Camino Industrial (Figura 1.2). Dicho camino es poseedor de las avalanchas más peligrosas en Chile y para Codelco es importante tener controlado este peligro principalmente por el riesgo a la vida que corren las personas que trabajan en esta mina.

Hoy en día la medida adoptada por Codelco para evitar pérdidas de vidas humanas, es cerrar completamente el camino industrial en periodos de nevazones y posteriores a éstas, y así cumplen con su valor N°1: "El respeto por la vida y la dignidad de las personas". Pero esto genera que la conectividad entre el rajo y Saladillo se pierda por prolongados periodos y que, además, gente se quede aislada. Esto significa un gasto extra en provisiones y entretenimientos, para que la gente se pueda alimentar y esté cómoda y entretenida mientras esté encerrada. Además significa una gran pérdida en la producción de cobre, ya que parte del trabajo se detiene debido a las condiciones climáticas.

Con el fin de mejorar la conectividad y reducir el tiempo que el camino Industrial se mantiene cortado, es que surge la idea de instalar cobertizos en este camino. Los

cobertizos son estructuras, en este caso de hormigón armado, que permiten que el flujo de avalancha pase por sobre el camino a proteger y así, evitar que éste se bloquee.

Dadas las condiciones climáticas y geográficas de este sector, se considera construir los cobertizos en hormigón prefabricado y así evitar complicaciones en la construcción debidas principalmente a las temperaturas extremas. Con elementos prefabricados de hormigón también se puede lograr que los tiempos de construcción sean mucho menores a que si los cobertizos se hicieran con hormigón in situ.

El alcance de la presente tesis es realizar un estudio a nivel de prefactibilidad tanto del diseño estructural como de la constructibilidad y de los costos de cobertizos de hormigón prefabricado. Este estudio se realizará para el caso específico del camino Industrial de la División Andina de Codelco.

Para este estudio se escogerá sólo un tramo del camino Industrial, ya que lo que se busca demostrar es que los cobertizos se pueden aplicar, como medida de protección contra las avalanchas, en al menos un tramo del camino Industrial, y así, si los resultados son positivos, dar hincapié a que se realice un estudio con mayor grado de precisión para el resto del camino industrial, es decir, para dar paso a la ingeniería básica o de factibilidad. En caso contrario si los resultados no son lo esperado, el estudio se finaliza en esta tesis.

Este estudio es nuevo, ya que en ninguna minera chilena se utilizan los cobertizos en hormigón prefabricado como medida de protección contra avalanchas.

La idea de implementar estos cobertizos en hormigón prefabricado en el camino Industrial, nace del proyecto llamado “Rehabilitación de la ruta 60Ch”, realizado por el Ministerio de Obras Públicas el año 2009. Este proyecto consistió en extender los cobertizos que ya existían en el sector del túnel Cristo Redentor en el camino internacional que conecta los Andes y Mendoza. Dichas ampliaciones se hicieron con elementos de hormigón prefabricado.

El fin de este estudio es evaluar la aplicación de cobertizos, tales como los utilizados en el proyecto Ruta 60Ch, para el camino Industrial, considerando las condiciones propias de la División Andina, tanto para el diseño estructural, la constructibilidad y los costos.

1.2 Antecedentes

Para realizar el trazado de un camino común, es necesario tener en cuenta los aspectos topográficos, geológicos e hidrológicos del sector de emplazamiento, además de las obras existentes y aspectos de impacto social y ambiental. Son ejemplos de los aspectos mencionados zonas inundables, sitios arqueológicos, pendientes, cruces con ríos, valles, lomajes, precipitaciones, entre otros.

Para diseñar el trazado de un camino minero, además de tener las consideraciones antes mencionadas, se debe tener en cuenta (por su ubicación en alta montaña) los puntos bajos en cadenas de cerros.

Por último una solicitud que se debe considerar en los caminos ubicados en alta montaña, es la de la avalancha, pero también se pueden construir estructuras que protejan a los caminos de este impacto.

Para proteger una carretera contra el daño que puede generar una avalancha, se debe comenzar al momento de diseñar o trazar la carretera. La ubicación básica de una carretera es, generalmente, definida por muchas razones que poco tienen que ver con las avalanchas, tales como: pendientes, curvas, suelos y afloramientos rocosos, cursos de agua, y otros. Sin embargo, los problemas de avalanchas pueden afectar sectores de la carretera en grado tal como para modificar el trazado básico inicial. (Manual de Carreteras, 2010).

En cuanto a la construcción en alta montaña se debe tener en cuenta que el tiempo útil para construir es mucho más corto que construir en el valle. Los periodos de construcción son principalmente durante el verano y parte de la primavera y el otoño. Además se debe tener en cuenta los ciclos hielo – deshielo, especialmente cuando el material a utilizar es hormigón.

El efecto de los ciclos hielo-deshielo es una de las causas principales de la degradación del hormigón en las regiones frías. Los sucesivos ciclos de hielo-deshielo causan tanto el empeoramiento del hormigón externo como el daño interno.

Los mecanismos físicos y químicos del deterioro del hormigón se pueden clasificar como se muestra en la Figura 1.1. Dicha figura muestra que el deterioro causado por el hielo-deshielo representa el 13% de los casos de daño. (Basheer, Chidiac y Long, 1996). Otro mecanismos que afectan mayormente la durabilidad del hormigón son: la carbonatación, el ataque de cloruro y la corrosión, tal como se aprecia en la Figura 1.1.

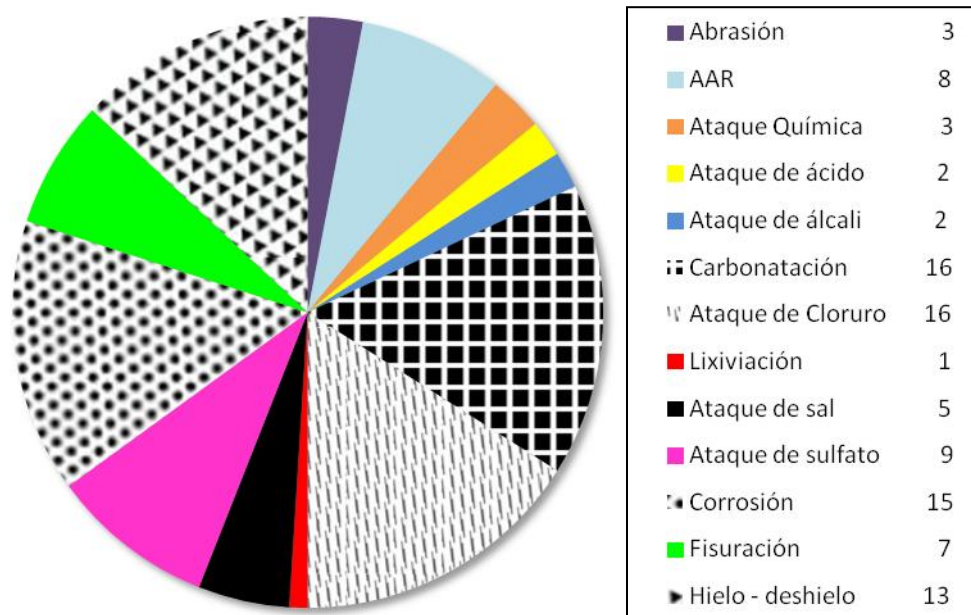


Figura 1.1: Porcentajes de contribución de varios mecanismos que afectan la durabilidad del hormigón.
[Fuente: Basheer, Chidiac y Long, 1996]

Son varios los mecanismos que pueden afectar al hormigón durante los ciclos hielo-deshielo, pero ninguno de ellos puede explicar totalmente el daño de este fenómeno en los hormigones. Las hipótesis principales para explicar los daños de la congelación del hormigón se basan principalmente en que el agua al helarse experimente un incremento de volumen de un 9%, y al no existir espacio libre para absorber la expansión, ésta genera unas tensiones de tracción en las paredes de la red capilar que puede llegar a fisurar y romper el material. (Alaejos y Bermúdez, 2003)

Una manera de evitar la degradación del hormigón por los ciclos hielo – deshielo, es fabricándolo en un lugar que no se vea afectado por estos ciclos, es decir, hacerlos en una fábrica para luego llevarlos al lugar de instalación. A esto se le conoce como prefabricación.

1.3 Contextualización

Una de las metodologías utilizadas en Chile para proteger caminos mineros que se encuentren emplazados en la senda de una avalancha, es cerrando temporalmente los

caminos durante las tormentas de nieve y algunos días después de la ocurrencia de ellas. Otras metodologías utilizadas son:

- Estructuras simples para estabilizar el manto de nieve en la zona de inicio, tales como bancos excavados, paredes, pilotes clavados en el suelo, y combinaciones de estas estructuras.
- Estructuras para desviar y canalizar toda una avalancha que corre en una senda, por ejemplo muros y zanjas.
- Muros de contención para detener avalanchas.
- Túneles de protección y cobertizos, que permiten que la avalancha pase por sobre la estructura a proteger.
- Reforestación donde las características del terreno lo permitan.

Los cobertizos y todas las estructuras de hormigón antes mencionadas se han construido siempre in situ, generando esto, periodos largos de construcción en este tipo de proyectos. Pero hace poco tiempo atrás, el año 2009, se realizó un proyecto por el Ministerio de Obras Públicas (MOP), en el que se alargaron los cobertizos existentes en la ruta internacional Los Andes – Mendoza. Dicho alargue de cobertizo se construyó con hormigón prefabricado. El proyecto realizado por el Ministerio de Obras Públicas se llamó Rehabilitación Ruta 60CH: Sector Los Andes – Túnel del Cristo Redentor, el cual contemplaba dentro de sus obras el alargue de cobertizos ya mencionado.

El estudio de prefactibilidad a realizar en esta tesis, tomará como referencia el proyecto Rehabilitación Ruta 60CH realizado por el MOP. Se utilizará la idea de los cobertizos en hormigón prefabricado de dicho proyecto, adaptándolos para que cumplan con las condiciones que presenta el camino industrial de la División Andina, como son: las condiciones climatológicas, geográficas, topográficas, estructurales, etc.

El estudio del proyecto a realizar, fue solicitado por la Vicepresidencia de Proyectos de Codelco y se realizará para la División Andina, la que está ubicada en la V Región de Valparaíso, ochenta kilómetros al noreste de Santiago, entre 3.700 y 4.200 metros sobre el nivel del mar. La división Andina opera el yacimiento Río Blanco.

Según Codelco en su estudio llamado Carta de avalanchas (2009), los caminos emplazados en una zona con mayor dinámica de avalanchas en Chile, son los que se encuentran en el Cajón del río Blanco, tramo Lagunitas - Sur Sur (ver Figura 1.2).

En la Figura 1.2 se muestra con línea amarilla el camino internacional que une Los Andes con Mendoza y con línea roja se muestra la ubicación del camino industrial entre Saladillo y el rajo Sur Sur.



Figura 1.2: Ubicación del camino industrial entre saladillo y el rajo sur sur.
[Fuente: Google Earth, 2011]

1.4 Problematicación

El método de construcción in situ de este proyecto presenta una complejidad debido a la ubicación de las carreteras. Esta complejidad depende de los ciclos hielo-deshielo y de las condiciones climáticas, esto último afecta al transporte del material a faenas, a la

obtención de materias primas cercanas al proyecto, a los tiempos de construcción, ya que, son más largos, y además los tiempos útiles son más cortos, entre otras.

Al considerar que la estructura se componga de elementos prefabricados, se busca solucionar los problemas antes mencionados.

En cuanto al diseño estructural, además de considerar las solicitaciones típicas de sismo, cargas muertas, viento, nieve y empuje de suelo, también se debe diseñar la estructura para un eventual impacto de avalancha.

1.5 Relevancia y Justificación

La necesidad de proteger los caminos mineros emplazados en alta montaña, ha llevado a crear estructuras que los protejan, como las mencionadas en el acápite 1.3, pero dadas las condiciones climáticas y de accesibilidad a estas zonas, estas construcciones llevan consigo una complejidad extra, ya que es difícil llevar mano de obra correspondiente, materiales y maquinarias. Por otra parte, los tiempos aptos o efectivos para construir en alta montaña son muy limitados, ya que, en un año sólo se puede construir desde enero hasta la primera quincena de mayo y luego desde la segunda quincena de octubre hasta diciembre, es decir, debido a las condiciones adversas del clima, no se puede construir entre la segunda quincena de mayo a la primera quincena de octubre, lo que genera la necesidad de optimizar al máximo los tiempos disponibles.

Por otra parte, las estructuras de hormigón armado (material del cual se fabrican los cobertizos) presentan problemas graves en los períodos de temperaturas muy bajas, como por ejemplo que el agua presente en la mezcla de hormigón se congele, generando esto, que el hormigón una vez endurecido quede con huecos debido al hielo descongelado, afectando esto de manera importante a la resistencia que la estructura debería tener. Otro efecto negativo que las bajas temperaturas generan en el hormigón, siendo éste una mezcla con reacción exotérmica (libera calor), es que el fragüe no se realice de la manera correcta.

Dadas las razones mencionadas en los párrafos anteriores, se estudiará el realizar estos cobertizos de manera prefabricada, para así, requerir de una menor cantidad de mano de obra, tener una menor cantidad de materiales a transportar, evitar los problemas de fragüe del hormigón y realizar el proyecto en un menor tiempo.

Con este estudio se espera saber si, constructivamente, es posible realizarlo y si también es económica y estructuralmente viable. Además, se busca aclarar cuál de los

dos proyectos, cobertizo en hormigón prefabricado o cobertizo en hormigón in situ, es más conveniente económicamente y cuál es el menor plazo de ejecución de las obras.

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo General

Evaluar la prefactibilidad técnica y económica de la implementación de cobertizos de hormigón prefabricado en caminos mineros ubicados en alta cordillera. El estudio será aplicado al tramo 16,4 Km a 16,6 Km del camino industrial de la División Andina de Codelco.

1.6.2 Objetivos Específicos

- Diseñar geométrica y estructuralmente los cobertizos, considerando la solicitud de avalanchas, además de las solicitudes utilizadas normalmente para caminos.
- Evaluar económicamente el proyecto Cobertizos de hormigón prefabricado para el tramo 16,4 Km a 16,6 Km del camino Industrial de la División Andina. Comparar ventajas y desventajas en costo y construcción entre cobertizos prefabricados y cobertizos in situ.
- Analizar la constructibilidad, la cual se define en 4 fases: 1° lugar de extracción del material de relleno, 2° transporte y almacenamiento de elementos prefabricados, 3° montaje elementos prefabricados y 4° ubicación de las maquinarias.

1.7 Presentación del Tema

En Chile los caminos cordilleranos o de alta montaña son considerados de gran importancia por varios sectores, como por ejemplo, turísticos, energéticos y principalmente mineros. Los yacimientos mineros como sus plantas de concentración y campamentos están en su mayoría ubicados en la Cordillera de los Andes. Estas áreas de emplazamientos presentan características geotécnicas, geomorfológicas y climáticas propicias para la generación de avalanchas y aluviones. En sectores de laderas abruptas o en macizos rocosos expuestos en cortes de meteorización rápida, la

sobrecarga inducida por la acumulación de nieve propicia condiciones de alto riesgo de deslizamientos y avalanchas, tanto en condiciones estáticas como sísmicas.

Así también, la gran mayoría de los trazados de caminos cordilleranos presentan formas irregulares y eventualmente se ubican en lugares con alto riesgo de avalanchas y aluviones.

Las avalanchas de nieve son desprendimientos de masas de nieve que pueden llevar rocas, árboles, tierra y hielo; y que pueden alcanzar grandes volúmenes y velocidades (entre 50 a 300 km/hr). Son altamente destructivas, es decir, tienen una presión de impacto, en la dirección del flujo de nieve, de 5 a 10 ton/m² y su longitud puede ir desde 100 a 3.000 m. Incluso a veces una avalancha desciende por una ladera, y sube por la ladera opuesta y retorna. Una avalancha tiene tres zonas: Inicio, Recorrido y Depósito. Para que las avalanchas se produzcan deben existir varios factores asociados: como relieve, pendiente de la ladera (se producen principalmente entre 25° y 45°, lo que no significa, que en otros ángulos no existan), clima, manto de nieve, cantidad de precipitación, temperaturas, vientos y sus direcciones, metamorfismo de la nieve, exposición solar.

Lo anterior ha movido a la microzonificación de modo de sectorizar los emplazamientos para reducir los riesgos de las obras más importantes y desarrollar diseños de estructuras de protección o mitigación principalmente para denominadas líneas de vida (life line), que corresponden a los canales de comunicación, abastecimiento y manejo de residuos de las plantas y campamentos. Compañías mineras como Andina, El Teniente, Los Bronces, El Indio, Pelambres y otras, han sufrido pérdidas materiales y humanas producto de las avalanchas. Para dimensionar la magnitud del peligro, basta señalar que las fuerzas generadas por avalanchas de tamaño moderado o grande, pueden dañar o destruir la mayoría de las estructuras hechas por el hombre y las avalanchas pequeñas son suficientes para bloquear una carretera, ferrocarril o para volcar o dañar un vehículo, pudiendo causar pérdidas de vidas.

1.8 Ubicación y Accesos

El yacimiento Río Blanco se encuentra en la Cordillera de Los Andes a 3.800 metros sobre el nivel del mar, aproximadamente 40 kilómetros al sur-este de la ciudad de Los Andes, y a 50 kilómetros de Santiago medidos en línea recta (Figura 1.3). Los primeros antecedentes de la explotación de este yacimiento se remontan a 1880, sin embargo su ubicación en plena Cordillera de Los Andes constituyó un importante obstáculo para el desarrollo de las faenas. Es así como, recién en el año 1955, la Compañía Ceno Corporation inició trabajos formales de reconocimiento, los que culminaron en 1966 con

la creación de la Compañía Minera Andina, en la que el Estado de Chile mantuvo el 30% de la propiedad. En ese entonces se desarrolló un proyecto de explotación subterránea con instalaciones de chancado y concentración también subterráneas, el cual se puso en marcha en 1970.

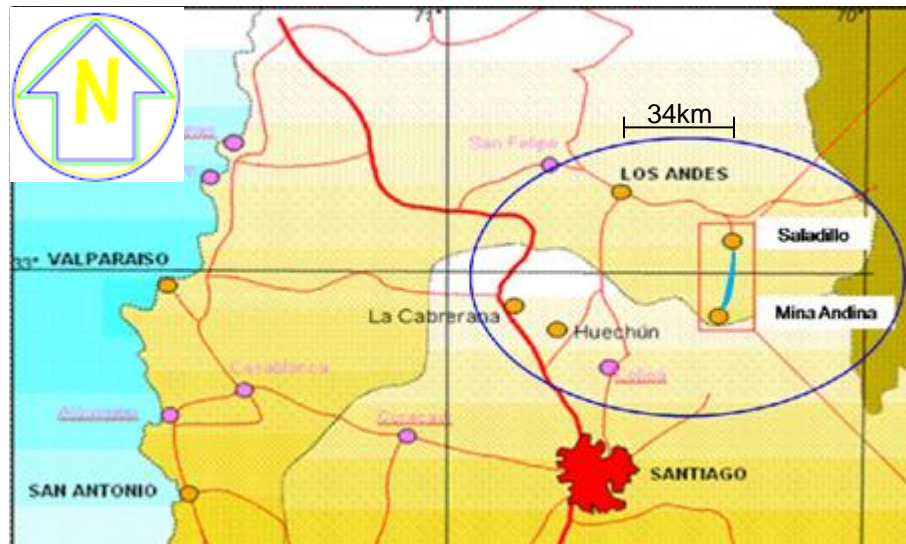


Figura 1.3: Ubicación geográfica codelco Chile división andina.
[Fuente: www.codelco.com, 2011]

El acceso se efectúa en un primer tramo de 34 kilómetros por el camino internacional Los Andes - Mendoza, luego continúa 4 kilómetros desde el pueblo de Río Blanco hasta la Villa de Saladillo. Luego se sube por el camino industrial de unos 36 kilómetros hasta la mina subterránea y siguiendo 2 kilómetros al sur se accede a la mina rajo abierto Sur-Sur. Es en el camino industrial y en la mina a cielo abierto donde se encuentra la mayoría de los problemas por nieve en la temporada de invierno. El clima de alta montaña presenta precipitaciones de nieve entre Abril y Octubre, con mayor frecuencia entre Mayo y Agosto. La acumulación de nieve y el riesgo de avalanchas provocan periódicos cierres de caminos que afecta directamente al traslado de personal de una instalación a otra.

Es en el camino industrial el que se busca proteger del daño que causan las avalanchas.

En la Figura 1.3, la línea celeste señala el camino Industrial. Este camino está restringido y el acceso es sólo para personal de la División Andina. En Saladillo existe una barrera que controla los accesos.

1.9 Descripción del Camino Industrial de la División Andina

El camino industrial dentro de División Andina de Codelco Chile, posee todas las características atribuibles a un camino de montaña, el cual se interna más de 30 km al interior de la cordillera de Los Andes. Los cambios fuertes de pendiente, la excesiva cantidad de curvas, lo peligroso que se torna en invierno (lluvias, nieve, hielo, etc.) y las altitudes a las que llega (4.200 m.s.n.m.), hacen de este camino un factor importante para el buen funcionamiento de la División.

A lo largo de toda su extensión existe la posibilidad de avalanchas, especialmente en los meses de invierno, lo que da a este camino una característica especial debido a lo peligroso que se torna para el tránsito de vehículos.



Figura 1.4: Camino industrial (línea roja), vista desde saladillo hacia kilómetro 28.
[Fuente: Google Earth]



Figura 1.5: Camino industrial (línea roja), vista desde kilómetro 28 hacia saladillo.
[Fuente: Google Earth]

Capítulo 2: División Andina - Codelco

2.1 Codelco Chile

Codelco es el primer productor de cobre del mundo y posee, además, cerca del veinte por ciento de las reservas mundiales del metal rojo.

El nombre Codelco representa a la Corporación Nacional del Cobre de Chile, una empresa autónoma propiedad del Estado chileno, cuyo negocio principal es la exploración, desarrollo y explotación de recursos mineros de cobre y subproductos, su procesamiento hasta convertirlos en cobre refinado, y su posterior comercialización.

Posee activos propios por más de US\$16.039 millones y un patrimonio que en 2009 ascendió a US\$5.309 millones. Codelco, en el 2009, produjo 1,78 millón de toneladas métricas de cobre refinado (incluida su participación en el yacimiento El Abra). Esta cifra equivale al 11% de la producción mundial. Su principal producto comercial es el cátodo de cobre grado A.

La compañía ejecuta sus operaciones a través de seis divisiones mineras más la Fundición y Refinería Ventanas, que pertenece a Codelco desde mayo de 2005. Su estrategia corporativa es coordinada desde la Casa Matriz ubicada en Santiago de Chile.

La Corporación participa además en la propiedad de importantes empresas mineras, como Minera Gaby S.A., donde posee el 100% de la propiedad, y como El Abra, en la que posee el 49%; y otras asociaciones mineras orientadas a la explotación geológica, tanto en Chile como en el exterior. (Codelco, 2011)

2.2 Vicepresidencia de Proyectos

Codelco gestiona y ejecuta su extensa cartera de proyectos de inversión a través de la Vicepresidencia de Proyectos (VP), organización experta en la materia que conceptualiza, diseña, construye y pone en marcha todos aquellos proyectos con base geo-minero-metalúrgica que superan los US\$ 10 millones.

En las etapas preinversionales (estudios de prefactibilidad y factibilidad) la VP procura maximizar la rentabilidad de la inversión, agregando valor en cada una de las fases de

desarrollo, con el objetivo de ofrecer el mejor negocio posible a la Corporación. Luego, en la etapa de ejecución inversional, busca capturar la promesa ofrecida privilegiando los aspectos plazo, costo, calidad y sustentabilidad, con un estándar de gestión de proyectos de alto nivel que se orienta a maximizar el valor económico de Codelco.

El principio que rige el trabajo de la VP lo constituye la impecabilidad en la gestión de proyectos, lo que supone velar por la integralidad de los desarrollos tanto en sus aspectos técnicos como organizacionales, aplicando las mejores prácticas en la construcción, como también en la operación y mantención de los nuevos activos. (Codelco, 2011)

2.3 División Andina

Los antecedentes del hallazgo y aprovechamiento del yacimiento Río Blanco se remontan hace más de un siglo, con el inicio de la explotación de la Mina Los Bronces, que actualmente pertenece a la Compañía Minera Disputada. Sin embargo, su ubicación al interior de la alta cordillera constituyó un obstáculo para el desarrollo de las faenas. Recién en el año 1955 la Compañía Cerro Corporation inició trabajos formales de reconocimiento y diseño, que culminaron en 1966 con la creación de la Compañía Minera Andina, donde el Estado poseía el 30 por ciento de la propiedad. A partir de entonces se desarrolló un proyecto de explotación subterránea con instalaciones de chancado y concentración, que se puso en marcha en 1970.

En 1971 el mineral fue nacionalizado y en 1976 se integró a Codelco, con el nombre de División Andina. En 1980 se descubrió un cuerpo mineral superficial de alta ley llamado Sur-Sur, que se convirtió en una importante fuente de recursos, comenzando a ser explotado en 1983 como mina a rajo abierto.

Capítulo 3: Marco Teórico

3.1 Cobertizos

3.1.1 Definición

El Manual de Carreteras (2010) define los cobertizos como puentes que se construyen en las laderas y que permiten que las avalanchas corran por sobre la estructura, por ejemplo una carretera, a proteger.

3.1.2 Estructuración Típica

Los cobertizos tienen una pared continua hacia el talud, tal como se muestra a la derecha de la Figura 3.1, para evitar la caída de suelos o rocas desde el talud, y solamente los pilotes o muros parcialmente cerrados (con ventanas) hacia el valle (izquierda Figura 3.1). El techo del cobertizo está constituido por vigas y losas del puente y generalmente se construye con cierta inclinación hacia el valle y se cubre con material de los suelos del área (tal como se muestra en la Figura 3.1 en color negro) de manera de reducir el ángulo entre la pendiente en la superficie del techo y la dirección del flujo de la avalancha y disminuir así la presión de impacto de las avalanchas sobre el techo. (Manual de carreteras, Vol. N°3, 2010)

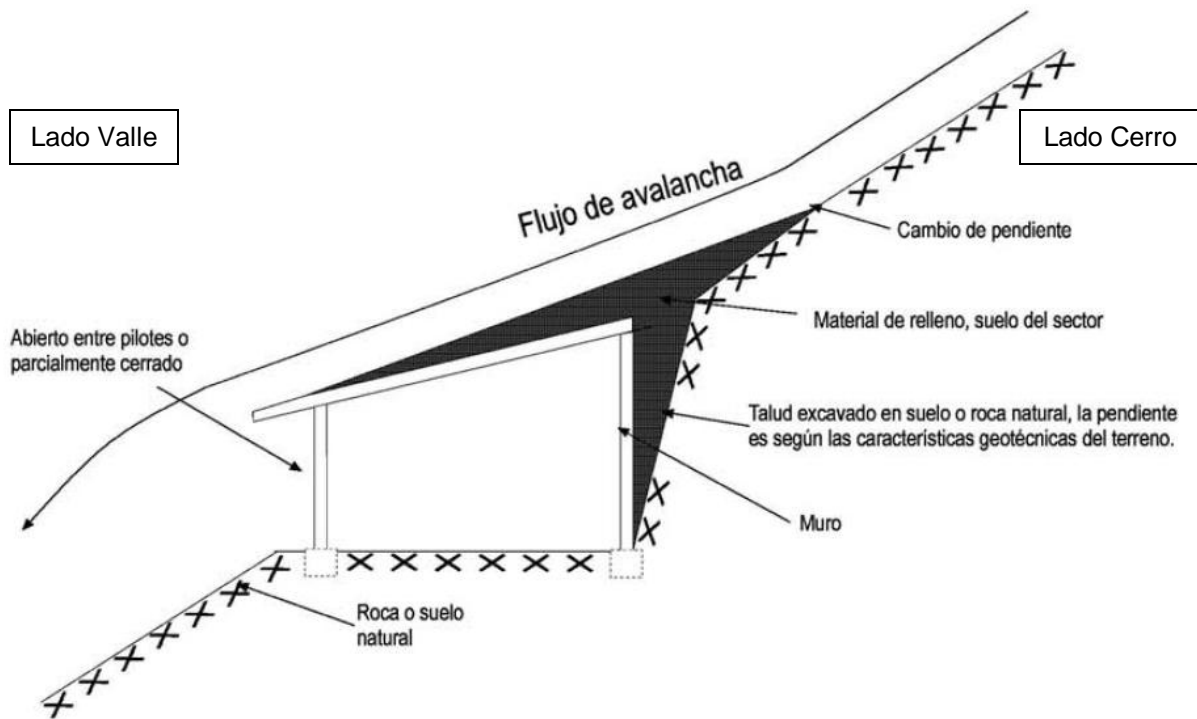


Figura 3.1: Perfil esquemático de cobertizo.
[Fuente: Manual de carreteras, Vol. N° 3, 2010]

Como se mencionó en el párrafo anterior, en los cobertizos, el lado que mira al valle está abierto, lo que permite que el viento introduzca nieve al interior de los cobertizos durante las tormentas. El ingreso de nieve se puede evitar cerrando en un 80% el muro que esta hacia el valle. Este muro al no estar 100% cerrado permite que el cobertizo no se convierta en túnel, no requiriendo así un especial sistema de ventilación. Una forma de permitir la ventilación natural de los cobertizos y a la vez evitar el ingreso de la nieve transportada por el viento, es poniendo celosías en las ventanas que llevan los muros. Cabe destacar que las celosías impiden considerablemente el paso de la luz natural, es por esto que los cobertizos necesitan de luz artificial.

Los cobertizos no se instalan en la zona de depositación de avalanchas, pues quedarían totalmente cubiertos de nieve y en ese caso la estructura debería ser un túnel o túnel falso. Se construyen en la zona de transición, donde se espera que las avalanchas sobrepasen totalmente los cobertizos. (Manual de carreteras, Vol. N°3, 2010)

3.1.3 Ventajas

Los cobertizos bien diseñados ofrecen protección total del peligro de todo tipo de avalanchas y constituyen excelentes refugios temporales.

Los cobertizos tienen una ventaja constructiva ante los túneles, y es que la construcción de los cobertizos puede llevarse a cabo a todo el largo de estos, mientras que en los túneles solamente desde los frentes de trabajo.

En comparación con otros sistemas protectores de avalanchas, los cobertizos permiten el tránsito permanente.

3.1.4 Desventajas

Si no tienen algún tipo de pared hacia el valle, las avalanchas pueden producir un cierto depósito de nieve hacia el interior del cobertizo, lo que será necesario despejar.

El costo del cobertizo suele ser alto, pero también lo son otros sistemas de protecciones contra avalanchas.

3.1.5 Cargas de Avalancha Sobre el Cobertizo

El diseño de los cobertizos se basará en un método desarrollado por Institute for Snow and Avalanche Research (2008). Aquí definen los cobertizos como estructuras de techo, la que guían la nieve que se desliza por sobre las carreteras y previenen grandes depósitos de nieve en las calzadas. Los cobertizos son unas de las estructuras más antiguas utilizadas como medida de protección contra avalanchas en los Alpes europeos.

El método advierte que es fundamental que un cobertizo tenga que cubrir todo el ancho del camino de la avalancha. Las longitudes insuficientes son las razones más comunes de los fracasos. A veces es posible reducir el ancho de la avalancha construyendo diques o muros laterales.

En el documento “New findings on the design of snow sheds” del Institute for Snow and Avalanche Research (2008), se dice que el diseño de cobertizos, en la práctica se basa

en ecuaciones hidrodinámicas simples. Las fuerzas dinámicas ejercidas por una avalancha sobre un cobertizo están en función de las velocidades del flujo, su altura y la pendiente del ángulo de desviación.

En la Figura 3.2 se muestra las descomposiciones de las cargas que la avalancha genera sobre el cobertizo.

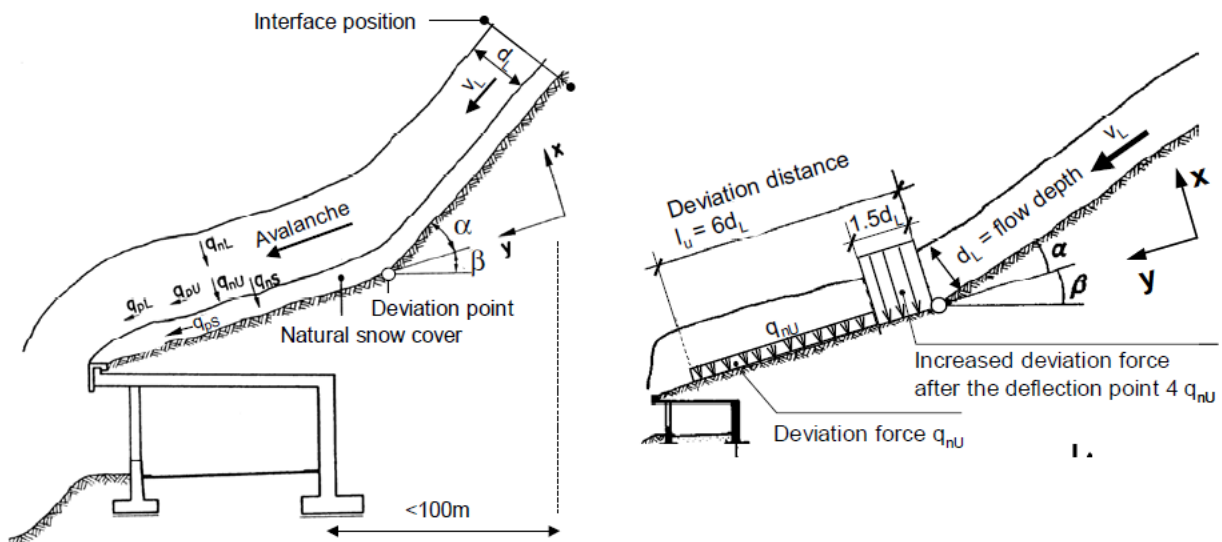


Figura 3.2: Cargas de avalancha sobre un cobertizo.

[Fuente: New findings on the design of snow sheds, Institute for snow and avalanche research, 2008]

Las cargas que una avalancha genera sobre el cobertizo son:

Cargas paralelas al relleno generadas por el ángulo de desviación (q_{pU}) y cargas normales al relleno generadas por el ángulo de desviación (q_{nU}). En el punto de desviación se genera un aumento de fuerza de hasta 4 veces la fuerza normal al relleno y ésta abarca hasta 1,5 veces la altura del flujo (d_L).

Cargas paralelas al relleno generadas por la fricción (q_{pL}) y cargas normales al relleno generadas por la fricción (q_{nL}). Las cargas por fricción se deben al roce existente entre el flujo de la avalancha y el terreno o el flujo de avalancha y la capa de nieve.

Cargas estáticas paralelas al relleno (q_{pS}) y cargas estáticas normales al relleno (q_{nS}). Las cargas estáticas se deben a la cobertura natural de nieve y a los residuos de la avalancha.

3.1.6 Peso Propio de la Estructura

El peso propio de la estructura dependerá del peso específico de ésta y de su volumen. Es decir:

$$P_{est} = P_{esp_est} \cdot V_{est} \quad (3.1)$$

La fuerza de la estructura actuará en dirección gravitacional y se considerará como una carga muerta definida en la norma NCh 1537 Of.2009.

3.1.7 Peso del Relleno Estructural Sobre el Cobertizo

El peso propio del relleno estructural dependerá del peso específico de éste y de su volumen. Es decir:

$$P_{rell} = P_{esp_rell} \cdot V_{rell} \quad (3.2)$$

La fuerza del relleno estructural actuará en dirección gravitacional y se considerará como una carga muerta definida en la norma NCh 1537 Of.2009.

3.1.8 Leyes de Empuje

El empuje que ejerce el suelo sobre el muro será determinado a través del Volumen 3 del Manual de Carreteras.

Los estados de empuje ejercidos sobre un muro de contención dependen del desplazamiento del terreno y son los siguientes:

Empuje Activo: Cuando el muro de contención gira o se desplaza hacia el exterior bajo las presiones del relleno o la deformación de su cimentación hasta alcanzar unas condiciones de empuje mínimo.

Empuje Pasivo: Cuando el muro de contención es comprimido contra el terreno por las cargas transmitidas por una estructura u otro efecto similar hasta alcanzar unas condiciones de máximo empuje.

Empuje en Reposo: Cuando se produce un estado intermedio que es el correspondiente al estado tensional inicial en el terreno.

La forma en cómo se modelan los empujes sobre el cobertizo se muestran en el Anexo B.

3.1.9 Carga de Viento

La carga de viento se regirá según la Norma Chilena NCh 432 Of.2010. Esta norma señala que la carga de viento actúa como presión y/o succión y varía de acuerdo a la altura de la estructura.

La forma en cómo se modela la carga de viento sobre el cobertizo se muestra en el Anexo B.

3.1.10 Carga de Nieve

La carga de nieve se regirá de acuerdo a los criterios de la División Andina de Codelco, en donde se establece como valor representativo de la carga de nieve para diseño estructural, el correspondiente a una probabilidad de excedencia anual de 2% o bien, a una probabilidad anual de no-excedencia de 98%.

Dado que las cargas máximas anuales pueden ser consideradas variables estocásticamente independientes, en los criterios de la División Andina se define un período medio de retorno, que para la probabilidad de excedencia de 2% resulta igual a 50 años.

La forma en cómo se modela la carga de nieve sobre el cobertizo se muestra en el Anexo B.

3.1.11 Cargas Sísmicas

Las cargas sísmicas se regirán por la Norma Chilena NCh 2369 Of.2003 y éstas se determinan de acuerdo a la ubicación geográfica de los cobertizos, su estructuración y materialidad, tipo de suelo y uso e importancia que tengan.

La forma en cómo se modelan las cargas sísmicas sobre el cobertizo se muestran en el Anexo B.

3.2 Elementos Prefabricados y Preesforzados

3.2.1 Conceptos Básicos de Diseño de Elementos de Hormigón Preesforzado y Prefabricado

En el Código ACI 318 (2008) se define el hormigón prefabricado como elementos de hormigón estructural construido en un lugar diferente de su ubicación final en la estructura.

La prefabricación es un método industrial de producción de elementos o partes de una construcción en planta o fábrica y su posterior instalación o montaje en la obra.

El Hormigón preesforzado consiste en crear deliberadamente esfuerzos permanentes en un elemento estructural para mejorar su comportamiento de servicio y aumentar su resistencia.

En el Código ACI 318 (2008) se define el hormigón preesforzado (pretensado o postensado) como un hormigón estructural al que se le han introducido esfuerzos internos con el fin de reducir los esfuerzos potenciales de tracción en el concreto causados por las cargas.

En elementos de hormigón reforzado el preesfuerzo es introducido comúnmente tensando el acero de preesfuerzo.

Gracias a la combinación del hormigón y el acero de preesfuerzo es posible producir, en un elemento estructural, esfuerzos y deformaciones que contrarresten total o parcialmente a los producidos por las cargas gravitacionales que actúan en el elemento, lográndose así diseños más eficientes.

3.2.2 Efectos del Preesfuerzo

Según Nilson (2001) existen al menos tres maneras alternas de mirar el preesfuerzo del hormigón:

a) Control de esfuerzo en el hormigón mediante preesfuerzo

El preesfuerzo se utiliza como un método para lograr el control de los esfuerzos en el hormigón, mediante el cual el hormigón se precomprime de modo que la tensión producida normalmente por las cargas aplicadas se reduce o se elimina.

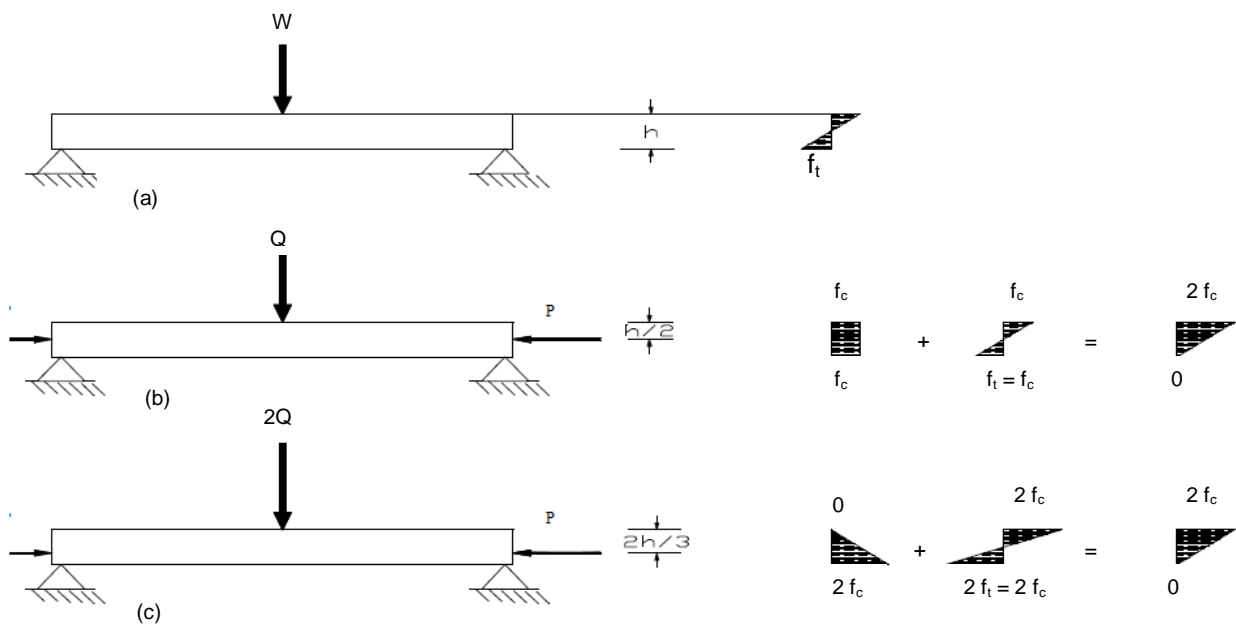


Figura 3.3: Esquemas alternos para preesforzar una viga rectangular.

[Fuente: Diseño de estructuras de concreto, Nilson]

En la Figura 3.3a se muestra como la viga soporta una carga concentrada única en el centro de la luz (el peso propio del elemento se desprecia en este caso). A medida que se aplica gradualmente la carga W , se inducen esfuerzos longitudinales a flexión. Si el hormigón se somete sólo a esfuerzos dentro de su rango elástico, la distribución de esfuerzos a flexión en el centro de la luz será lineal. Con una carga relativamente baja, el esfuerzo de tensión en el hormigón en la parte inferior de la viga alcanzará la resistencia a tensión f_t y se formará una grieta. Debido a que no se suministra ninguna restricción con respecto a la propagación hacia arriba de la grieta, la viga colapsará sin un incremento adicional de la carga. (Nilson, 2001)

Ahora considerando la misma viga, pero introduciéndole una fuerza axial longitudinal antes de la aplicación de la carga vertical, aquí la fuerza de preesfuerzo longitudinal produce una compresión axial uniforme, tal como se muestra en la Figura 3.3.b, cuya magnitud está dada por:

$$f_c = P/A_c \quad (3.3)$$

Donde A_c es el área de la sección transversal del hormigón. La fuerza puede ajustarse en magnitud de manera que, al aplicar la carga transversal Q , la superposición de los esfuerzos que generan P y Q produzcan un esfuerzo de tensión nulo en la parte inferior de la viga, tal como se muestra en la Figura 3.3.b. Los esfuerzos de tensión en el hormigón pueden eliminarse de esta manera o reducirse hasta una magnitud especificada.

Para compensar en forma más efectiva la tensión inducida por la fuerza, se debe aplicar la fuerza de preesfuerzo en la parte inferior de la viga. Se puede demostrar que para una viga con sección transversal rectangular, el punto de aplicación de la fuerza de preesfuerzo debe estar en un punto ubicado a un tercio de la altura de la sección medido desde la cara inferior. La fuerza P , con el mismo valor que antes, pero aplicada con una excentricidad $e = h/6$ con respecto al Centroides del concreto, producirá una distribución de esfuerzos longitudinales de compresión que varía linealmente desde cero en la superficie superior a un máximo en la parte inferior de:

$$2f_c = \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e \cdot c_2}{I_c} \quad (3.4)$$

Donde f_c es el esfuerzo en el centroide del hormigón, c_2 es la distancia desde el centroide del hormigón hasta la parte inferior de la viga. Por último, I_c es el momento de inercia de la sección transversal, esto se muestra en la Figura 3.3.c. El esfuerzo en la parte inferior será el doble del valor producido anteriormente por el preesfuerzo axial. En consecuencia, la carga transversal puede tener ahora el doble de magnitud que antes, o sea, $2Q$, sin que se produzcan aún esfuerzos de tensión. La ventaja del preesfuerzo excéntrico se nota en que la distribución final de esfuerzos que resulta de la superposición de la carga y de la fuerza de preesfuerzo en la Figura 3.3.c es idéntica a la de la Figura 3.3.a, con la misma fuerza de preesfuerzo, aunque la carga es el doble en magnitud.

b) Cargas equivalentes

El preesfuerzo, además, se puede utilizar como un medio para introducir cargas equivalentes en un elemento de hormigón, de forma que los efectos de las cargas aplicadas se contrarreste hasta el grado deseado.

c) Hormigón preesforzado como una variación del hormigón reforzado

El preesfuerzo se utiliza también como una variación especial del hormigón reforzado en la cual se utiliza acero predeformado de alta resistencia, por lo general en combinación con hormigón de alta resistencia.

Tomando en cuenta el caso de la Figura 3.3, a medida que la carga vertical va incrementando, los esfuerzos de tensión por flexión excederán de manera eventual el módulo de rotura y se formarán grietas. En la sección fisurada, tanto el acero como el hormigón se someterán a esfuerzos en el rango inelástico. La condición de falla incipiente se presenta en la Figura 3.4, donde se ilustra una viga que soporta una carga mayorada igual a algún múltiplo de la carga de servicio esperada. La viga estará en un estado de agrietamiento parcial. En la Figura 3.4.a, aparece un posible patrón de agrietamiento por flexión.

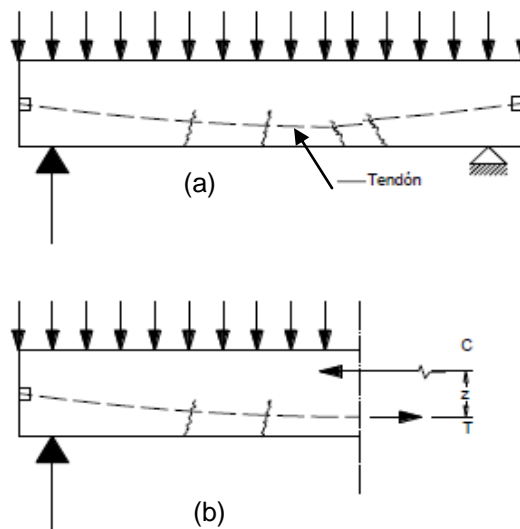


Figura 3.4: Viga de hormigón preesforzada sometida a una carga cercana a la que produciría la falla por flexión: (a) viga con la carga mayorada aplicada; (b) equilibrio de fuerzas en la mitad izquierda de la viga.
[Fuente: Diseño de estructuras de concreto, Nilson]

En la sección de momento máximo, sólo el hormigón a compresión es efectivo y el acero toma toda la tensión. El momento externo generado por las cargas aplicadas lo resiste el par que forman las fuerzas internas $C_z = T_z$. El comportamiento en este estado es casi idéntico al de una viga de hormigón reforzado corriente sometida a una sobrecarga. La principal diferencia consiste en que el acero de muy alta resistencia utilizado debe predeformarse antes de aplicar las cargas a las vigas, de otro modo, los grandes esfuerzos en el acero producirán un agrietamiento excesivo en el hormigón y grandes deflexiones en la viga. (Nilson, 2001)

3.2.3 Ventajas del Uso de Elementos Prefabricados y Preesforzados

Algunas ventajas del hormigón preesforzado son las siguientes:

- a) Mejor comportamiento ante cargas de servicio, ya que, la deformación y el agrietamiento de elementos preesforzados disminuyen por la compresión y el momento producido por los tendones, lo que se traduce en elementos más eficientes.
- b) Permite el uso óptimo de materiales de alta resistencia.
- c) Se obtienen elementos más eficientes y esbeltos, con menos empleo de material.
- d) Las piezas prefabricadas poseen precisión geométrica garantizando el encaje con exactitud.
- e) La producción en serie en plantas permite mayor control de calidad y abatimiento de costos.
- f) Mayor rapidez de construcción al atacarse al mismo tiempo varios frentes o construirse simultáneamente distintas partes de la estructura; esto en general conlleva importantes ventajas económicas en un análisis financiero completo.
- g) Reducción de equipos de obra, se prescinde de los encofrados y de los sistemas de andamios.

3.2.4 Desventajas del Uso de Elementos Prefabricados y Preesforzados

Algunas desventajas que en ocasiones pueden surgir en ciertas obras, son:

- a) La falta de coordinación en el transporte de los elementos preesforzados puede encarecer el montaje.
- b) En general, la inversión inicial es mayor por la disminución en los tiempos de construcción
- c) Se requiere también de un diseño relativamente especializado de conexiones, uniones y apoyos

- d) Se debe planear y ejecutar cuidadosamente el proceso constructivo, sobre todo en las etapas de montaje y colados en sitio.
- e) Los elementos sufren estados de carga transitorios en su transporte y colocación, izado y ajustes, que pueden afectar la resistencia estructural de la pieza.
- f) El acopio, manipulación y forma de transporte puede afectar a las piezas si estas operaciones no son efectuadas por personal capacitado.
- g) Debe disponerse de equipos pesados para el montaje de elementos estructurales y tener el espacio suficiente para maniobrar con esta maquinaria.

3.2.5 Pretensado

El término pretensado se usa para describir el método de preesfuerzo en el cual los tendones se tensan antes de colocar el hormigón. Se requiere de moldes o muertos (bloques de hormigón enterrados en el suelo) que sean capaces de soportar el total de la fuerza de preesfuerzo durante el colocado y curado del hormigón antes de cortar los tendones y que la fuerza pueda ser transmitida al elemento. La mayoría de los elementos preesforzados se fabrican en serie dentro de plantas con instalaciones adecuadas, donde se logra la reutilización de moldes metálicos o de hormigón y se pueden preesforzar en una sola operación varios elementos. Los elementos pretensados más comunes son viguetas, trabes, losas y gradas, aplicados edificios, naves, puentes, gimnasios y estadios principalmente. (Reinoso, Rodriguez y Betancourt)

El curado de los elementos se realiza con vapor de agua cubriéndolos con lonas. La acción del preesfuerzo en el hormigón es interna ya que el anclaje se da por adherencia. Las trayectorias del preesfuerzo son siempre rectas y en moldes adaptados es posible hacer desvíos para no provocar esfuerzos excesivos en los extremos. En aquellas secciones donde el preesfuerzo resulte excesivo, como en los extremos de vigas simplemente apoyadas sin desvío de torones, se debe disminuir la fuerza preesforzante encamizando algunos de ellos.

3.2.6 Materiales

3.2.6.1 Hormigón

El hormigón de preesforzado se caracteriza por tener mejor calidad y mayor resistencia a la compresión, en comparación con el hormigón hecho in situ. Los valores de f'_c varían entre 350 y 500 kg/cm², siendo el valor más utilizado 350kgf/cm². Esta resistencia

es necesaria para poder hacer la transferencia del presfuerzo cuando el hormigón haya alcanzado una resistencia de 280 kg/cm². La alta calidad y resistencia permiten reducir las dimensiones de la sección de los elementos, lo que genera costos totales menores. Además, con lo mencionado anteriormente, se logra una disminución considerable en el peso propio, por ende se hace posible, tanto técnica como económicamente, utilizar grandes claros. Por otra parte, el agrietamiento y las deflexiones pueden ser controladas y hasta evitadas mediante el presfuerzo. (Reinoso, Rodriguez y Betancourt)

3.2.6.2 Acero de Preesfuerzo

El acero de preesfuerzo es el material que va a provocar de manera activa momentos y esfuerzos que contrarresten a los causados por las cargas. Existen tres formas comunes de emplear el acero de pre esfuerzo: alambres, torón y varillas de acero de aleación.

La composición de los cables de pretensado se muestran en la Figura 3.5.

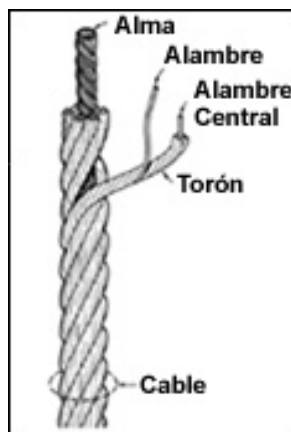


Figura 3.5: Composición de cable de pretensado.
[Fuente: <http://www.impex.cl/scacero.htm>]

3.2.6.2.1 Alambre

El Alambre de acero, es el componente básico del cable de acero. Este alambre se fabrica con acero de alto carbono poseyendo distintos grados o calidades, los cuales dependen de los requerimientos finales del cable.

Las calidades no sólo se refieren a la resistencia a la tracción, sino también a la resistencia a las torsiones axiales, plegados (o dobleces) y si están o no recubiertos con zinc (galvanizado).

En el caso de los alambres galvanizados, existen normas para su recubrimiento con zinc, tanto en el espesor de la capa como su concentricidad y adherencia.

Grado o calidad de los alambres de acero, se indican a través de la resistencia a la fluencia, y estas son:

- a) 1.570 N/mm^2 (160 Kg/mm^2)
- b) 1.770 N/mm^2 (180 Kg/mm^2)
- c) 1.960 N/mm^2 (200 Kg/mm^2)

Para alambres redondos lisos el módulo de elasticidad es semejante al del refuerzo ordinario, esto es, alrededor de $2.000.000 \text{ kg/cm}^2$. Para torón y para varillas de aleación el módulo de elasticidad está entre $1.900.000$ y $1.960.000 \text{ kg/cm}^2$.

3.2.6.2.2 Torón

Está formado por un número de alambres de acuerdo a su construcción, que son enrollados helicoidalmente alrededor de un centro, en una o varias capas. Cada número y disposición de los alambres es denominado una “construcción”, estas son fabricadas generalmente según el concepto moderno, en una sola operación con todos los alambres torcidos en el mismo sentido, conjuntamente en una forma paralela, así se logra evitar cruces y roces de estos en las capas interiores, en vista que debilita el cable y reduce su vida útil, teniendo como resultado fallas sin aviso previo.

Las principales construcciones de torones, se pueden clasificar en tres series:

- a) Serie 7: Incluyen construcciones que tienen desde 3 a 14 alambres.
- b) Serie 19: Incluyen construcciones que tienen desde 15 a 26 alambres.
- c) Serie 37: Incluyen construcciones que tienen desde 27 a 49 alambres.

3.2.6.2.3 Alma

Es el eje central del cable donde se enrollan los torones. Esta alma puede ser de acero, fibra natural o de polipropileno. Su función es servir como base del cable, conservando su redondez, soportando la presión de los torones y manteniendo las distancias o espacios correctos entre ellos.

3.2.6.3 Acero de Refuerzo

El uso del acero de refuerzo ordinario es común en elementos de hormigón preesforzado. La resistencia nominal de este acero es $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Este acero es muy útil para:

- a) Aumentar ductilidad.
- b) Aumentar resistencia.
- c) Resistir esfuerzos de tensión y compresión.
- d) Resistir cortante y torsión.
- e) Restringir agrietamiento por maniobras y cambios de temperatura.
- f) Reducir deformaciones a largo plazo.
- g) Confinar al hormigón.

3.2.7 Etapas de un Elemento Preesforzado

El diseño de elementos de hormigón preesforzado consiste en proponer el elemento que sea funcional y económicamente óptimo para determinadas acciones y características geométricas de la obra. Una vez escogido el elemento, el diseño consiste en proporcionar los aceros de preesfuerzo y de refuerzo para que tenga un comportamiento adecuado durante todas sus etapas dentro del marco de un reglamento vigente.

Un elemento preesforzado, y en general cualquier elemento prefabricado, está sometido a distintos estados de carga. Estos estados pueden representar condiciones críticas para el elemento en su conjunto o para alguna de sus secciones. Existen dos etapas en las que se deben revisar las condiciones de servicio y seguridad del elemento: la etapa de transferencia y la etapa final; sin embargo, para muchos elementos existen etapas intermedias que resultan críticas.

3.2.7.1 Etapa de Transferencia.

Esta tiene lugar cuando se cortan los tendones en elementos pretensados o cuando se libera en los anclajes la presión del gato en hormigón postensado. Es decir, cuando se transfieren las fuerzas al hormigón que comúnmente ha alcanzado el 80 por ciento de su resistencia. Aquí ocurren las pérdidas instantáneas y las acciones a considerar son el preesfuerzo que actúa en ese instante y el peso propio del elemento. Esta etapa puede ser crítica en los extremos de elementos pretensados sin desvío de torones donde el preesfuerzo es excesivo. Dado que la acción del preesfuerzo sólo es

contrarrestada por la del peso propio del elemento, en esta etapa se presentará la contraflecha máxima.

3.2.7.2 Estado Intermedio.

Dentro de esta etapa se presenta el transporte y montaje del elemento. Se debe tener especial cuidado en la colocación de apoyos temporales, ganchos y dispositivos de montaje para no alterar la condición estática para la que fue diseñado el elemento.

3.2.7.3 Etapa Final.

El diseñador debe considerar las distintas combinaciones de cargas en la estructura en general, y en cada elemento en particular, para garantizar el comportamiento adecuado de los elementos. En la etapa final se considerarán las condiciones de servicio tomando en cuenta esfuerzos permisibles, deformaciones y agrietamientos, y las condiciones de resistencia última de tal manera que además de alcanzar la resistencia adecuada se obtenga una falla dúctil.

3.3 Proceso de Elaboración del Proyecto de Cálculo Estructural

3.3.1 Estructuración

La estructura se compone de un conjunto de marcos, emplazados uno al lado de otro, tal como se muestra en la Figura 3.6

Cada marco se compone de dos muros de hormigón prefabricado y de una viga de hormigón pretensado. La unión entre viga y muro está rotulada.

Las dimensiones del marco se encuentran en la Figura 3.6a). La longitud total del cobertizo será de 230 m.

Las fundaciones serán en hormigón in situ. La unión entre los muros y las fundaciones será una unión húmeda y rígida, es decir, traspasa todos los esfuerzos.

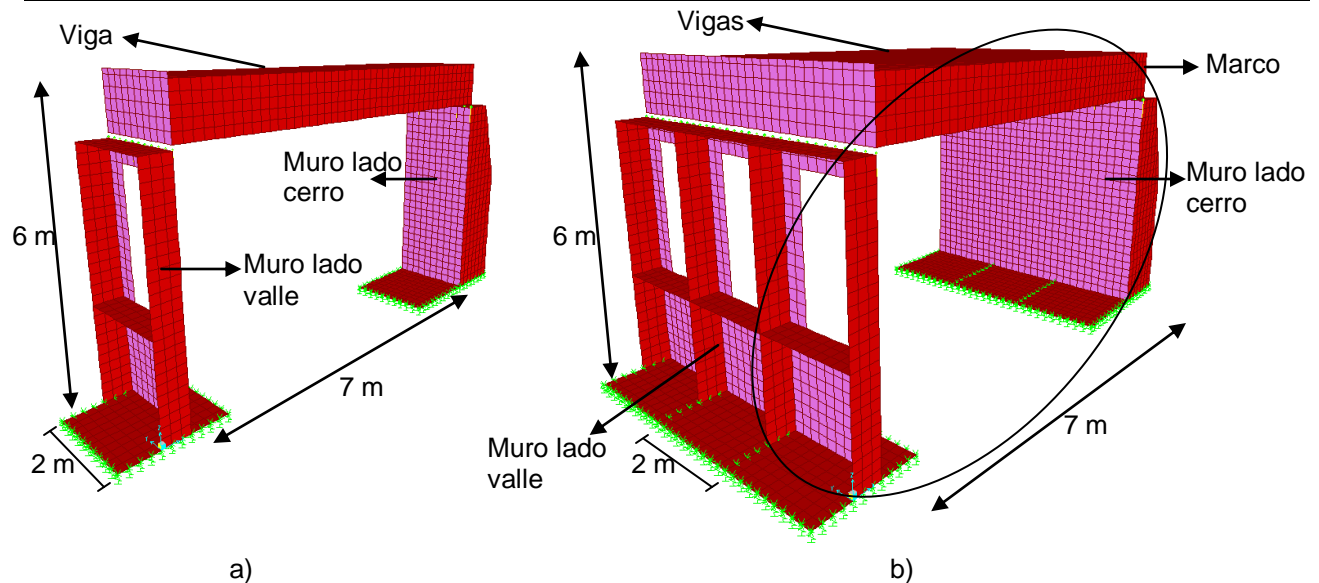


Figura 3.6: Estructuración de los cobertizos. a) estructuración de un marco b) conjunto de marcos.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

3.3.2 Modelación

Para la modelación de la estructura se utilizará el software SAP2000© v14.

La modelación se realiza a través del método de los elementos finitos. La viga, los muros, y las fundaciones se modelan con elementos de área tipo Shell. Cada elemento de área posee 4 nodos, cada nodo posee 3 grados de libertad traslacionales y 3 grados de libertad rotacionales, tal como se muestra en la Figura 3.7.

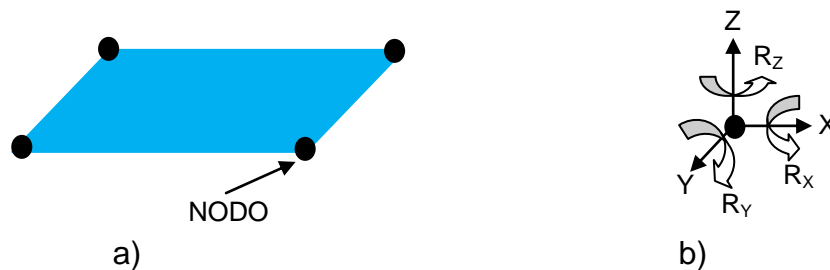


Figura 3.7: a) Elemento shell y sus cuatro nodos. b) nodo y sus grados de libertad.

Las fundaciones tendrán un apoyo en cada esquina los que restringirán los grados de libertad en las direcciones X e Y. En cuanto al desplazamiento en la dirección Z, ésta no será restringida con el fin de realizar un modelo más real al modelar la flexibilidad del suelo, esto se hará a través de elementos springs tal cual se explica en el punto 3.3.2.1.

Las uniones losa – muro se modelarán como uniones rotuladas, es decir, no traspasará esfuerzos de momento entre un elemento y otro. Las uniones muro – fundación se modelarán como uniones rígidas, es decir, traspasará todos los esfuerzos internos entre un elemento y otro.

3.3.2.1 Flexibilidad del Suelo

Para simplificar el análisis, se realiza la modelación del suelo de fundación considerando el modelo lineal elástico planteado por Boussinesq. Este modelo considera el suelo como una superficie horizontal en un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico. Sin embargo esta metodología no representa en forma idónea el comportamiento del suelo ya que el suelo no es un material homogéneo e isótropo ni elástico-lineal, pues sus propiedades varían de un punto a otro, pero para efectos de este trabajo no es necesario realizar un análisis acabado, sino más bien una aproximación del comportamiento. Un punto importante a tener en consideración es verificar que el suelo en estudio cumpla con las siguientes condiciones básicas.

- Los niveles de tensión solicitante deben ser pequeños.
- No mostrar tanta variabilidad de sus propiedades tanto en sentido vertical como horizontal (presencia de estrato uniforme).
- No presentar contracciones y expansiones por cambios de humedad (Por ejemplo, evitar presencia de arcillas expansivas).
- No presentar cambios de volumen durante la aplicación de las cargas.

La información que se dispone en el Informe de Mecánica de Suelos cercano al lugar en donde se proyectan los cobertizos, indica que, en el caso correspondiente a la Calicata C-3, descubre un suelo clasificado como GM-GC, (U.S.C.S) con un porcentaje de fino del 15% y un índice de plasticidad de 4. Este suelo corresponde a un material mayoritariamente compuesto por grava o roca triturada con poca presencia de fino plástico. El material se encuentra presente en el primer horizonte ubicado bajo la fundación y tiene un espesor aproximado de 10 m, lo que aseguraría la homogeneidad del material. La baja presencia de material fino plástico como arcillas o limos expansivos y la alta permeabilidad generada producto de la mayoritaria composición de grava, previene los cambios de volumen producto de la absorción y pérdida de agua. Por último el relleno proyectado bajo la fundación, evitaría en parte los cambios de volumen (asentamientos) que se pudiesen generar durante la aplicación de las cargas. Por esto, es posible considerar el suelo como material lineal elástico, para simplificar el análisis del sistema suelo-estructura.

La flexibilidad del suelo se modelará a través de Springs en la dirección Z. Las fundaciones en las direcciones X e Y se consideran simplemente apoyadas.

Para modelar el suelo, se necesita conocer las Constantes de Balasto, estática y sísmica, éstas se obtienen de un informe de mecánica de suelo realizado en un sector cercano al emplazamiento de los cobertizos. De dicha mecánica de suelo se obtiene el siguiente dato:

$$K^e = \frac{2100}{B} \cdot \left(1 + \frac{B}{2L}\right) \quad (3.5)$$

Donde:

B: Ancho de la fundación, [m].

L: Largo de la Fundación, [m].

K^e : Constante de Balasto estática, $[Ton/m^3]$.

$$K^{e+s} = 1,5 \cdot K^e \quad (3.6)$$

Donde:

K^{e+s} : Constante de Balasto sísmica, $[Ton/m^3]$.

Para el análisis estructural y combinaciones de estados de carga sólo se considerarán que los resortes admiten compresión y no los que admiten tracciones.

3.3.3 Análisis Estructural

El análisis estructural se realizará mediante el software SAP2000© v14.

El análisis sísmico se hará de acuerdo a la norma chilena NCh 2369 Of.2003.

Debido a que la estructura del proyecto posee una altura menor a 20 m, el método de análisis a utilizar será el análisis estático.

Para realizar el análisis estático se consideran los siguientes datos, obtenidos del Volumen N°3 del Manual de Carreteras (2010), los Criterios de Diseño Corporativo Estructural-Sísmico de Codelco DCC2008-VCP.GI-CRTES02-0000-002-0 (2008) y de la Norma NCh2369.Of2003:

- Coeficiente sísmico: $C = \pm 0,5A_0$, para estructuras en carretera, según Manual de Carreteras.
- Zonificación sísmica: Zona 2, de acuerdo a los criterios de diseño de Codelco.
- Aceleración efectiva máxima $A_0 = 0,30g$, para zona sísmica 2, según NCh 2369.
- Factor de importancia $I = 1,2$, debido a que se considera como estructura de Categoría 1: Vital para atender problemas de salud y primeros auxilios, según NCh 2369.
- Factor de modificación de la respuesta $R = 3$, para estructuras prefabricadas con uniones húmedas, no dilatadas de los elementos no estructurales.
- Razón de amortiguamiento $\xi = 0,05$, para estructuras prefabricadas con uniones húmedas, no dilatadas de los elementos no estructurales.

3.3.3.1 Cargas de Diseño

Las cargas de diseño a considerar son las siguientes:

- a) Peso propio de las estructura, según NCh 1537 Of.2009.
- b) Peso propio del relleno estructural, según NCh 1537 Of.2009.
- c) Empuje del suelo en reposo, según Volumen 3 Manual de Carreteras.
- d) Empuje activo del suelo, según Volumen 3 Manual de Carreteras.
- e) Empuje sísmico del suelo, según Volumen 3 Manual de Carreteras.
- f) Carga de viento, según NCh432 Of.2010.
- g) Peso propio nieve, según Criterios División Andina, siendo estos más exigentes que la NCh431.
- h) Empuje sobrecarga de nieve, según Volumen 3 Manual de Carreteras.
- i) Carga de avalancha, según Criterios División Andina.
- j) Sismo, según NCh 2369 Of.2003.

3.3.3.1.1 Modelación de las Cargas

Las cargas se modelarán tal como se muestra entre las Figuras 3.8 y 3.18.

El valor de cada una de las cargas se muestra en el Anexo B.

El cálculo del empuje del suelo, se realiza de acuerdo al Vol. 3 del Manual de Carreteras. Las cargas de viento, de nieve y de avalancha, se realizan de acuerdo a los criterios de la División Andina de Codelco, nombrados en el punto 3.1. Finalmente, la carga de sismo se calcula de acuerdo a la NCh 2369. Of2003.

La modelación de la carga del peso propio de la losa se muestra en la Figura 3.8, esta carga se modela como una carga uniformemente distribuida sobre la viga.

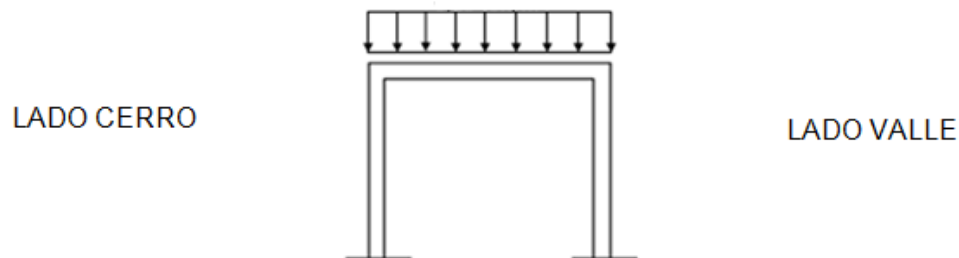


Figura 3.8: Carga peso propio de la losa.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

La modelación de la carga del peso propio del relleno estructural se muestra en la Figura 3.9, esta carga se modela como una carga triangular sobre la viga.

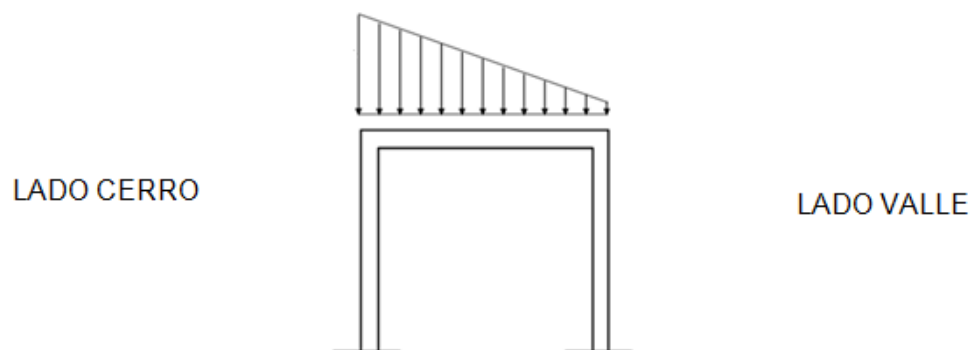


Figura 3.9: Carga peso propio relleno estructural.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

La modelación de la carga del empuje del suelo en reposo se muestra en la Figura 3.10. Esta carga se modela como una carga triangular sobre el muro que está en el lado del cerro.

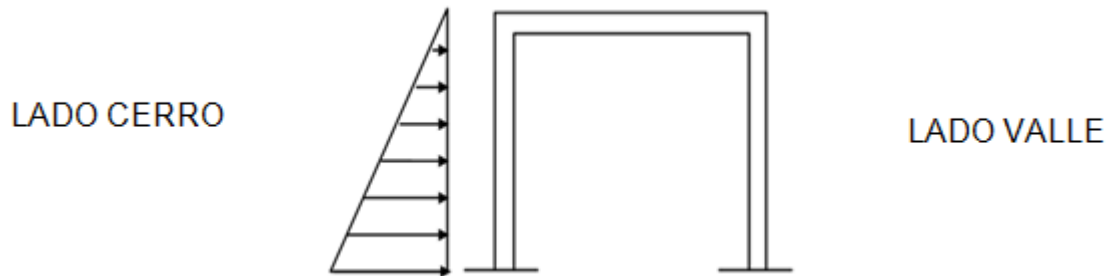


Figura 3.10: Carga empuje en reposo.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

La modelación de la carga del empuje activo del suelo se muestra en la Figura 3.11. Esta carga se modela como una carga triangular sobre el muro que está en el lado del cerro.

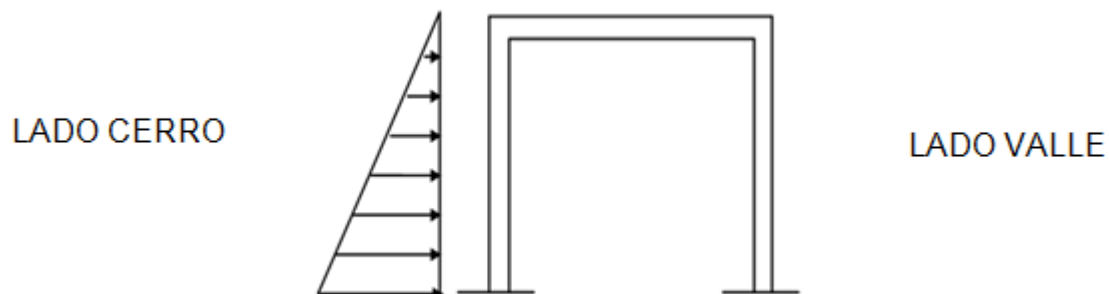


Figura 3.11: Carga empuje activo del suelo.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

Según el Volumen N°3 del Manual de Carreteras, la modelación de la carga del empuje sísmico del suelo se muestra en la Figura 3.12. Esta carga se modela como una carga triangular sobre el muro que está en el lado del cerro.

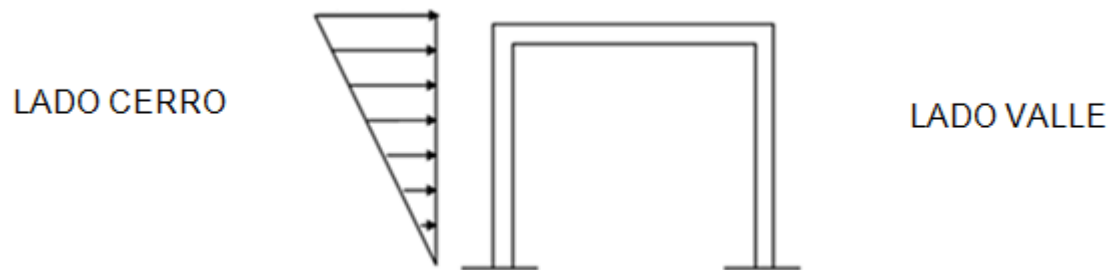


Figura 3.12: Carga empuje sísmico del suelo.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

La modelación de la carga del empuje que genera la sobrecarga del relleno se muestra en la Figura 3.13. Esta carga se modela como una carga uniformemente distribuida sobre el muro que está en el lado del cerro.

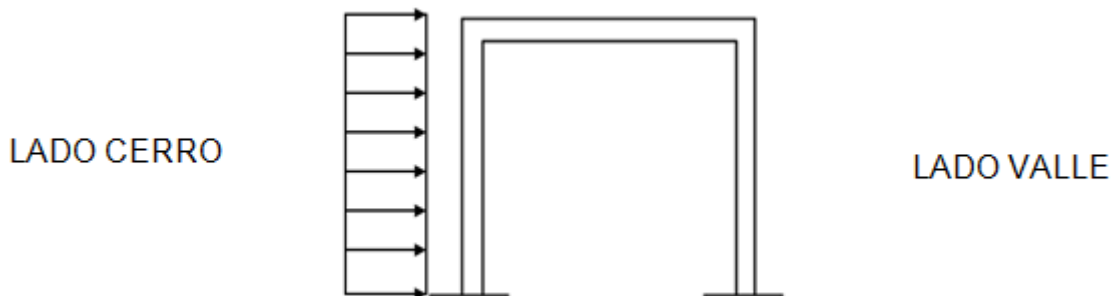


Figura 3.13: Carga empuje que genera la sobrecarga del relleno.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

La modelación de la carga del empuje que genera la sobrecarga de nieve se muestra en la Figura 3.14. Esta carga se modela como una carga uniformemente distribuida sobre el muro que está en el lado del cerro.

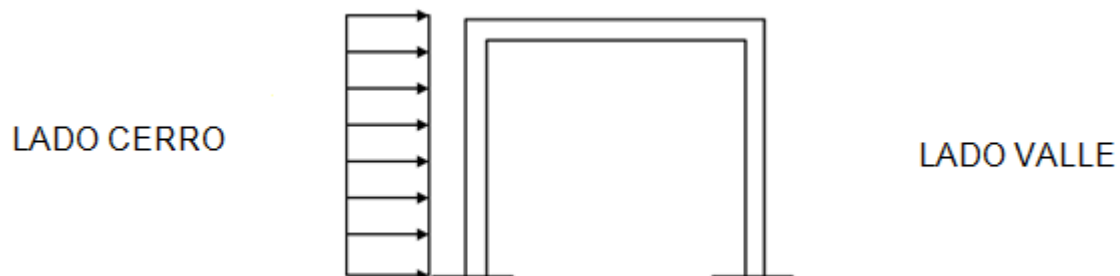


Figura 3.14: Carga empuje que genera la sobrecarga de la nieve.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

La modelación de la carga del viento se muestra en la Figura 3.15. Esta carga se modela como una carga triangular sobre el muro que está en el lado del valle.

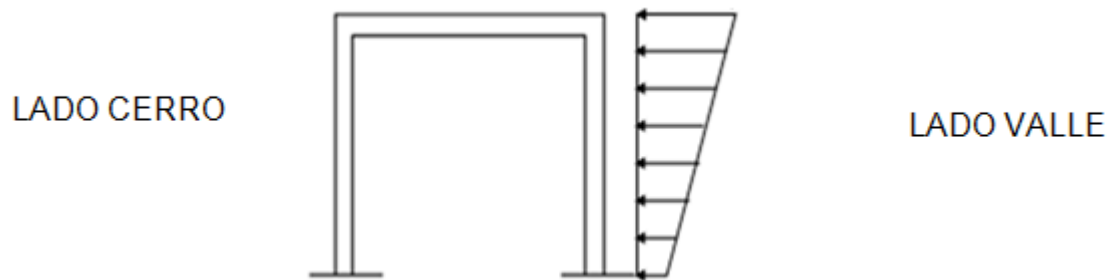


Figura 3.15: Carga del viento.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

La modelación de la carga de nieve se muestra en la Figura 3.16. Esta carga se modela como una carga uniformemente distribuida sobre la viga.

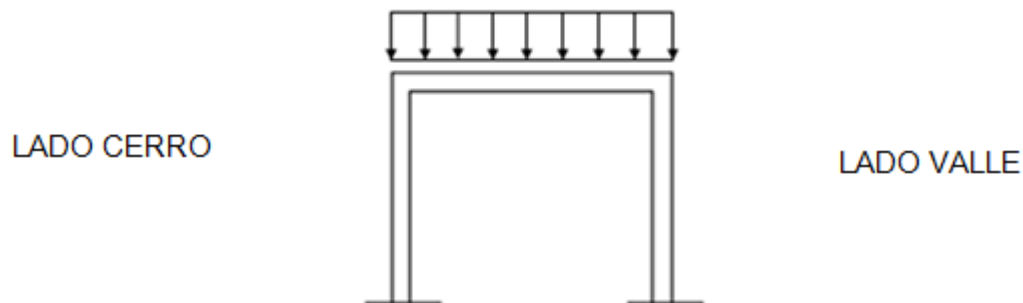


Figura 3.16: Carga de nieve.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

La modelación de la carga de avalancha se muestra en la Figura 3.17. Esta carga se modela de dos formas: una como una carga uniformemente distribuida sobre la viga, tal como se muestra en la parte superior de la Figura (esta carga corresponde a la carga normal que genera la avalancha sobre la estructura) y otra forma es la que se muestra en la parte inferior de la Figura. Esta carga es una carga uniforme distribuida pero en la dirección horizontal sobre la viga (esta carga corresponde a la carga de corte que genera la avalancha sobre la estructura).

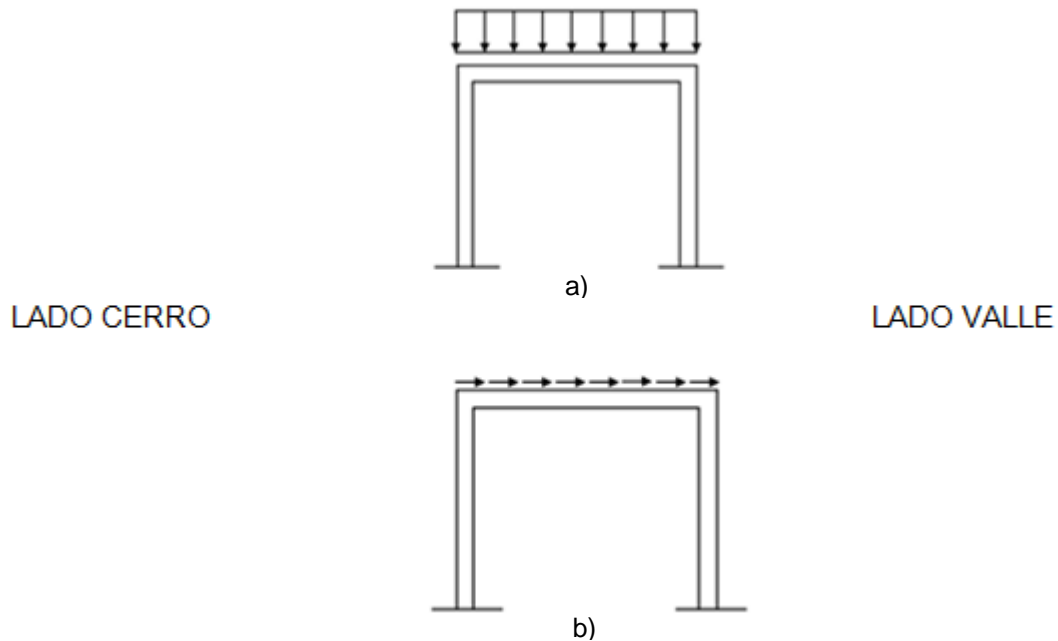


Figura 3.17: a) Carga normal de avalancha. b) Carga de cizalle que genera la avalancha sobre el cobertizo.

[Fuente: Elaboración propia, 2011]

La modelación de la carga de sismo se muestra en la Figura 3.18. Esta carga se modela como una carga uniformemente distribuida sobre toda la estructura en la dirección X e Y, tal como se muestra en la Figura. El análisis realizado, es del tipo estático.

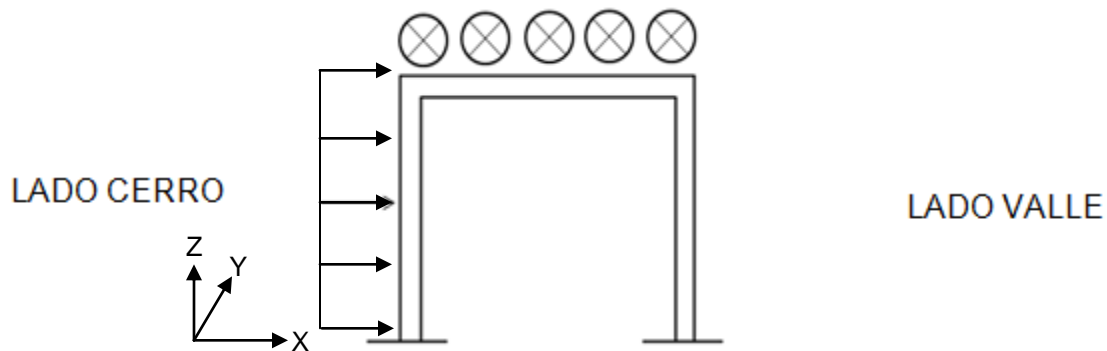


Figura 3.18: Carga sísmica.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

3.3.3.2 Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga se definen de acuerdo a los criterios de diseño estructural de Codelco, combinaciones en las que se incluye la carga de avalancha.

Las combinaciones de carga para la verificación de la estabilidad y tensiones admisibles del suelo (ASD), según la norma NCh 3171.Of2010, son:

- $U_1 = D + H$
- $U_2 = D + H + S$
- $U_3 = D + H + 0,75S$
- $U_4 = D + H + W$
- $U_5 = D + H \pm E_h + E_v$
- $U_6 = D + H + 0,75S + 0,75W$
- $U_7 = D + 0,75S + H \pm 0,75E_h + 0,75E_v$
- $U_8 = 0,9D + H + W$
- $U_9 = 0,9D + H \pm E_h - E_v$
- $U_{10} = D + H + A$
- $U_{11} = D + W$

Donde:

D: Carga muerta

H: Empuje de tierra

S: Carga de nieve

W: Carga de viento

E_h : Sismo en la dirección horizontal

E_v : Sismo en la dirección vertical

A: Carga de avalancha

Las combinaciones para el diseño de hormigón armado (LRFD), según la norma NCh 3171.Of2010, son:

- $U_1 = 1,4D$
- $U_2 = 1,2D + 1,6H + 0,5S$
- $U_3 = 1,2D + 1,6S$
- $U_4 = 1,2D + 1,6S + 0,8W$
- $U_5 = 1,2D + 0,5S + 1,6W$
- $U_6 = 1,2D + 0,5S \pm 1,4E_h + 1,4E_v$
- $U_7 = 0,9D + 1,6H + 1,6W$
- $U_8 = 0,9D \pm 1,4E_h \pm 0,3E_v$
- $U_9 = 1,2D + 1,6H + 1,2A$
- $U_{10} = 0,9D + 1,6H + 1,2A$
- $U_{11} = 0,9D + 1,6H \pm 1,4E_h$

3.3.4 Diseño Estructural

El diseño estructural se regirá bajo los criterios del código ACI 318-08.

3.3.4.1 Viga Pretensada

El diseño estructural de la viga pretensada se realiza de acuerdo al Código ACI 318-08.

3.3.4.1.1 Requisitos de funcionamiento para elementos sometidos a flexión según Código ACI318-08

Esfuerzos en el hormigón inmediatamente después de la aplicación del preesforzado (antes de las pérdidas de preesforzado que dependen del tiempo)

- a) El esfuerzo en la fibra extrema en compresión, excepto lo permitido en b), no debe exceder..... $0,6f'_{ci}$
- b) El esfuerzo en la fibra extrema en compresión en los extremos de elementos simplemente apoyados no debe exceder..... $0,7f'_{ci}$

- c) Donde los esfuerzos de tracción calculados, f_t , exceden de $0,5\sqrt{f'_c}$ en los extremos de elementos simplemente apoyados, ó $0,25\sqrt{f'_c}$ en otras ubicaciones, debe colocarse refuerzo adicional adherido (no preesforzado o preesforzado) en la zona de tracción, para resistir la fuerza total de tracción en el hormigón, calculada con la suposición de sección no fisurada.

Para los elementos preesforzados sometidos a flexión Clase U y Clase T, los esfuerzos en el hormigón bajo las cargas de servicio (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) no debe exceder los siguientes valores:

- a) Esfuerzo en la fibra extrema en compresión debido al preesforzado y a las cargas permanentes en el tiempo..... $0,45f'_c$
b) Esfuerzo en la fibra extrema en compresión debida al preesforzado y a todas las cargas..... $0,6f'_c$

3.3.4.1.2 Esfuerzos admisibles en el acero de preesforzado

Los esfuerzos de tracción en el acero de preesforzado no deben exceder:

- a) Debido a la fuerza del gato de preesforzado $0,94f_{py}$
Pero no mayor que el mínimo entre $0,8f_{pu}$ y el máximo valor recomendado por el fabricante del acero de preesforzado o de los dispositivos de anclaje.
b) Inmediatamente después de la transferencia del preesfuerzo..... $0,82f_{py}$
Pero no mayor que $0,74f_{pu}$
c) Tendones de postensado, en anclajes y acoples, inmediatamente después de la transferencia $0,7f_{pu}$

Donde:

f'_{ci} : Resistencia especificada a la compresión del hormigón al momento del preesforzado inicial, MPa

f_t : Esfuerzo en la fibra extrema por tracción en la zona de tracción precomprimida, calculado para las cargas de servicio usando las propiedades de la sección bruta, MPa

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa

f_{py} : Resistencia especificada a la fluencia del acero de preesforzado, MPa

f_{pu} : Resistencia especificada a la tracción del acero de preesforzado, MPa

Elementos Clase U: Elementos no fisurados.

Elementos Clase C: Elementos fisurados.

Elementos Clase T: Elementos en transición entre fisurados y no fisurados.

3.3.4.1.3 Pérdidas de pretensado

La fuerza de pretensado efectiva que actúa en el elemento es menor que la fuerza aplicada por el gato. Esta reducción de fuerza efectiva, llamada pérdida, puede llegar a ser mayor al 30 por ciento en los elementos comúnmente empleados. Las pérdidas se dividen en 2 tipos: Las pérdidas instantáneas o inmediatas y las pérdidas diferidas o a largo plazo.

Para determinar el esfuerzo efectivo en el acero de pretensado, f_{se} , deben considerarse las siguientes fuentes de pérdidas de pretensado.

a) Acortamiento elástico del hormigón.

Es cuando se presenta una deformación de compresión elástica e instantánea en el hormigón, debida a la transferencia de la fuerza del tendón desde los contrafuertes hacia la viga. Debido a esta deformación, el esfuerzo en el acero de preesfuerzo adherido, tiende a reducir.

Las pérdidas debido al acortamiento elástico del hormigón son pérdidas instantáneas.

b) Flujo plástico del hormigón.

Cuando el hormigón está sometido a un esfuerzo o carga constante, éste se deforma continuamente en el tiempo.

Las pérdidas debido al flujo plástico del hormigón son pérdidas diferidas.

c) Retracción del hormigón.

Es la disminución de la longitud del elemento, debido al fraguado del hormigón.

Las pérdidas debido a la retracción del hormigón son pérdidas diferidas.

d) Relajación de esfuerzo en el acero de preesforzado.

La relajación es la pérdida en el esfuerzo del acero sometido a esfuerzo y mantenido a una longitud constante.

Si una longitud de acero de preesfuerzo se somete a un esfuerzo equivalente a una fracción considerable de su resistencia a la fluencia, y se mantiene a deformación constante entre puntos fijos, tales como los bordes de la viga, el esfuerzo en el acero decrecerá gradualmente desde su valor inicial. Para elementos de hormigón preesforzado esta relajación de esfuerzos es importante ya que modifica los esfuerzos internos en el hormigón y cambia las deflexiones de la viga un tiempo después de que se aplica el esfuerzo inicial. (Nilson, 2001)

La relajación se presenta cuando el acero de preesfuerzo es tensionado a niveles usuales de tensionamiento inicial y en condiciones de carga de servicio.

Las pérdidas debido a la relajación del acero son pérdidas instantáneas y diferidas.

3.4 Constructibilidad

Para definir el proceso de construcción del proyecto cobertizos en hormigón prefabricado, se consideran 4 fases.

Primero se necesita saber si el material de relleno que va sobre el cobertizo, se puede extraer de alguna zona cercana al lugar de construcción. Para ver las alternativas de acopio se realiza una visita a terreno.

Segundo se debe analizar si el transporte de los prefabricados desde la fábrica al lugar de instalación se puede llevar a cabo. Para esto es importante recorrer el camino y evaluar sus dimensiones y forma, como por ejemplo si es que hay alguna curva muy cerrada la cual impida el transporte de estas piezas.

Tercero se debe especificar cómo será el montaje de las piezas. Para esto se desarrolla la secuencia constructiva de los cobertizos, y se debe determinar el manejo del almacenamiento de los materiales y de los elementos prefabricados. Además se debe realizar el plan de trabajo, una carta Gantt, para calcular el tiempo de construcción asociado.

Finalmente se debe analizar la topografía y las dimensiones del lugar de trabajo para ver si existe espacio para las maquinarias a utilizar.

3.5 Costos

Debido a que el proyecto “Cobertizos en hormigón prefabricado” se realiza para el caso específico de la División Andina, el costo de este proyecto se calculará a través de un análisis de precios unitarios hecho para el Proyecto Nueva Andina Fase 2 (PNAF2). Dicho análisis de precios unitarios fue elaborado el año 2011 para las condiciones que la mina presenta en esta fecha.

Se deben calcular los costos directos (CD) de la obra los cuales abarcan la instalación de faena, la fabricación y transporte de las piezas prefabricadas y la obra gruesa. La mano de obra se considera dentro de los precios unitarios de cada ítem.

También se deben calcular los costos indirectos (CI), estos comprenden los gastos generales del contratista, la utilidad y las ingenierías (Conceptual, Básica, Detalles). Los CI equivalen al 50% de los costos directos sin contar el costo de la fabricación de las piezas prefabricadas, es decir, $50\%(CD - \text{costo fabricación piezas prefabricadas})$. Estos valores son los utilizados por la Vicepresidencia de Proyectos de Codelco.

Dentro del costo total se deben contar los costos del dueño, que en este caso es la administración de la Vicepresidencia de Proyectos. Los costos del dueño equivalen al 15% del CD. Este valor es el utilizado por la Vicepresidencia de Proyectos de Codelco.

Finalmente se deben contar las contingencias, que son costos que no han sido considerados dentro de los ítems anteriores. Las contingencias equivalen al 15% del CD.

Los porcentajes de CI, costos del dueño y contingencias son los estimados por la División Andina para el año 2011.

El costo total es $CD + CI + \text{Costo Dueño} + \text{Contingencias}$.

Los costos se calculan en UF. La UF promedio para el año 2011 es \$21.844.

En este estudio se deja fuera de alcance: los accesos, la carpeta de rodadura, proyecto eléctrico de iluminación, ventilación y aguas lluvias.

De acuerdo a lo señalado anteriormente el itemizado de costos queda como se indica en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Itemizado de costos proyecto cobertizos de hormigón prefabricado.

Costos Directos							
Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad Neta	Factor Crecimiento	Cantidad	P.U (UF/Unidad)	P. Total UF
1.	Instalación de Faena						
1.1.	Instalación de Faena	Gl					
2.	Fabricación						
2.1.	Viga Pretensada	Un					
2.2.	Muro de Contención (Lado Valle)	Un					
2.3.	Muro de Contención (Lado Cerro)	Un					
2.4.	Transporte	ton*Km					
3.	Obra Gruesa						
3.1.	Enrocado sobre Cobertizo						
3.1.1.	Excavación Terreno Común	m ³					
3.1.2.	Relleno Material Compactado	m ³					
3.1.3.	Relleno Material	m ³					
3.1.4.	Selección de Material	m ³					
3.2.	Instalación Piezas Prefabricadas	Un					
3.3.	Hormigón en Segunda Etapa						
3.3.1.	Losa						
3.3.1.1.	Hormigón H35	m ³					
3.3.1.2.	Acero de Refuerzo	kg					
3.3.2.	Fundaciones						
3.3.2.1.	Emplantillado H10	m ³					
3.3.2.2.	Acero de Refuerzo	kg					
3.3.2.3.	Hormigón H35	m ³					
TOTAL COSTO DIRECTO							
Costos Indirectos							
Ítem	Descripción	%CD		Total CI			
1.	Gastos Generales Contratista	50%					
2.	Utilidades						
3.	Ingenierías (Conceptual, Básica, Detalles)						
Costos del Dueño							
1.	Administración V.P.	15%					
CONTINGENCIAS		15%					
TOTAL PRESUPUESTO							
COSTO METRO LINEAL UF/ml							

Fuente: Elaboración propia, 2011

Capítulo 4: Estado del Arte – Proyecto Rehabilitación Ruta 60Ch

En febrero del año 2009, comenzó a ejecutarse el proyecto llamado “Rehabilitación de la ruta 60Ch, Sector Los Andes – Túnel Cristo Redentor” realizado por el Ministerio de Obras Públicas (MOP), ubicado en la provincia de Los Andes, comuna de Los Andes y San Esteban, V Región de Valparaíso. Una de las obras de este proyecto consistió ampliar longitudinalmente los cobertizos ya existentes.

El inicio del sector en donde se realizó la ampliación del cobertizo, se encuentra ubicado a escasos metros al poniente del paso inferior de ferrocarriles en Portillo. Su término corresponde a la sección de entrada al Túnel del Cristo Redentor.

Este sector se caracteriza fundamentalmente por estar afectado por la caída de nieve, heladas y viento blanco en temporada invernal.

La ampliación del cobertizo fue de 130 m hacia el poniente y de 568 m hacia el oriente, tal como se muestra en la Figura 4.1.

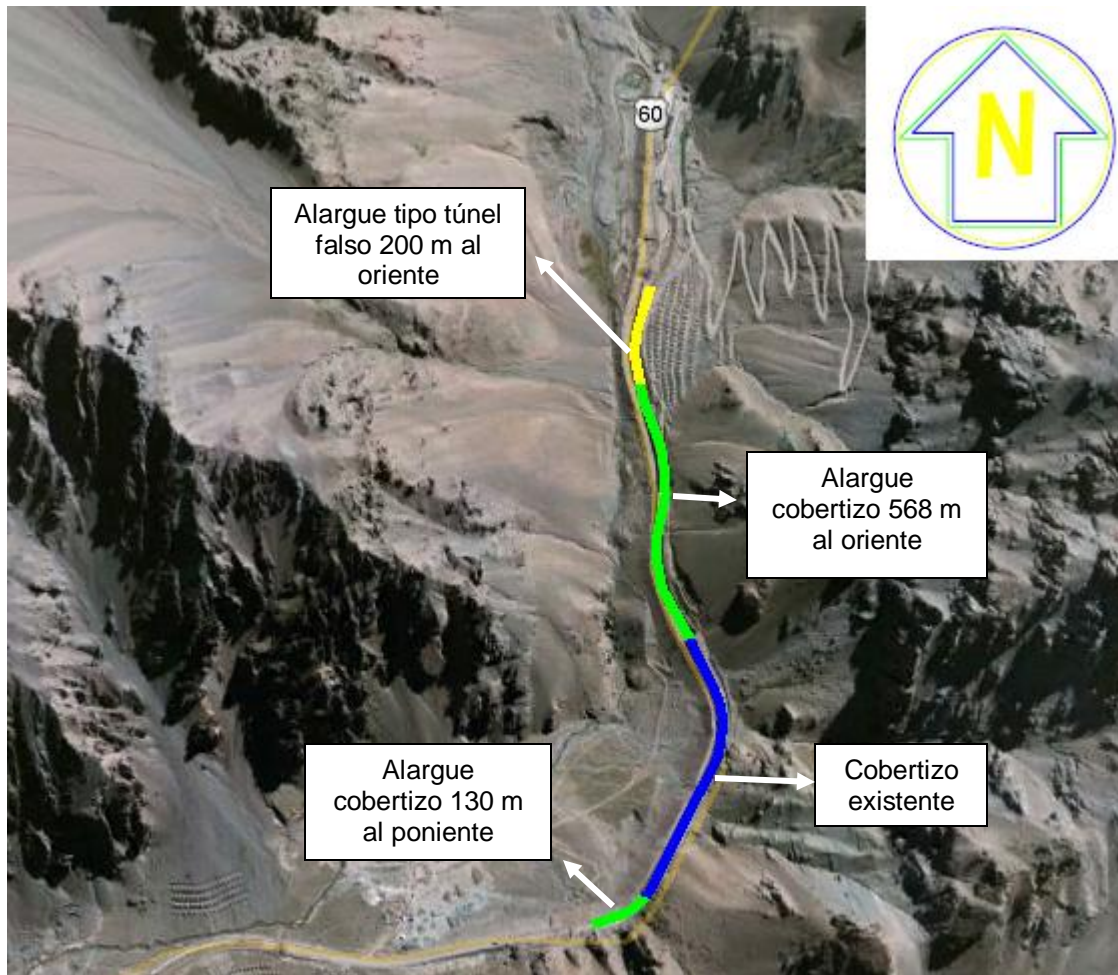


Figura 4.1: Cobertizos zona túnel Cristo Redentor – Ruta 60Ch.
[Fuente: Google Earth, 2011]

4.1 Descripción del Cobertizo Proyecto Rehabilitación Ruta 60Ch

El cobertizo, tal como se muestra en la Figura 4.2, está estructurado por piezas prefabricadas de 2 metros de ancho que actúan como un muro de contención por el lado del cerro (lado por el cual caen las avalanchas). Estas piezas poseen dos contrafuertes cada una, un travesaño horizontal entre las alas, a media altura. Para el lado del valle también se compone de piezas prefabricadas, de 2 metros de ancho, con dos contrafuertes cada una y una abertura de 1,5 m x 3,9 m. En estas aberturas van celosías desmontables, las cuales cumplen con la finalidad de evitar el ingreso del denominado viento blanco, además de permitir la entrada de la luminosidad diaria desde el exterior. En la parte superior van piezas pretensadas prefabricadas, cada una de estas piezas pretensadas están compuestas por 2 vigas unidas, cada una de estas 2 vigas están distanciadas a 1,75 metros la una de la otra. Estas unidades poseen 90 cm de altura, 10 cm de espesor de ala y espesor variable de almas, desde 20 cm de la

parte inferior hasta 25 cm en la parte superior. Cada unidad posee 3 travesaños, uno en cada extremo y uno central. Sobre estas unidades se hormigona en segunda etapa una losa de 10 cm de espesor, la cual permite que el sistema se comporte monolíticamente. Las uniones de estas piezas son uniones húmedas y rígidas.

Estas obras incluyen rellenos de protección por el costado del muro de contención y sobre la estructura, para evitar el empuje lateral de las avalanchas.

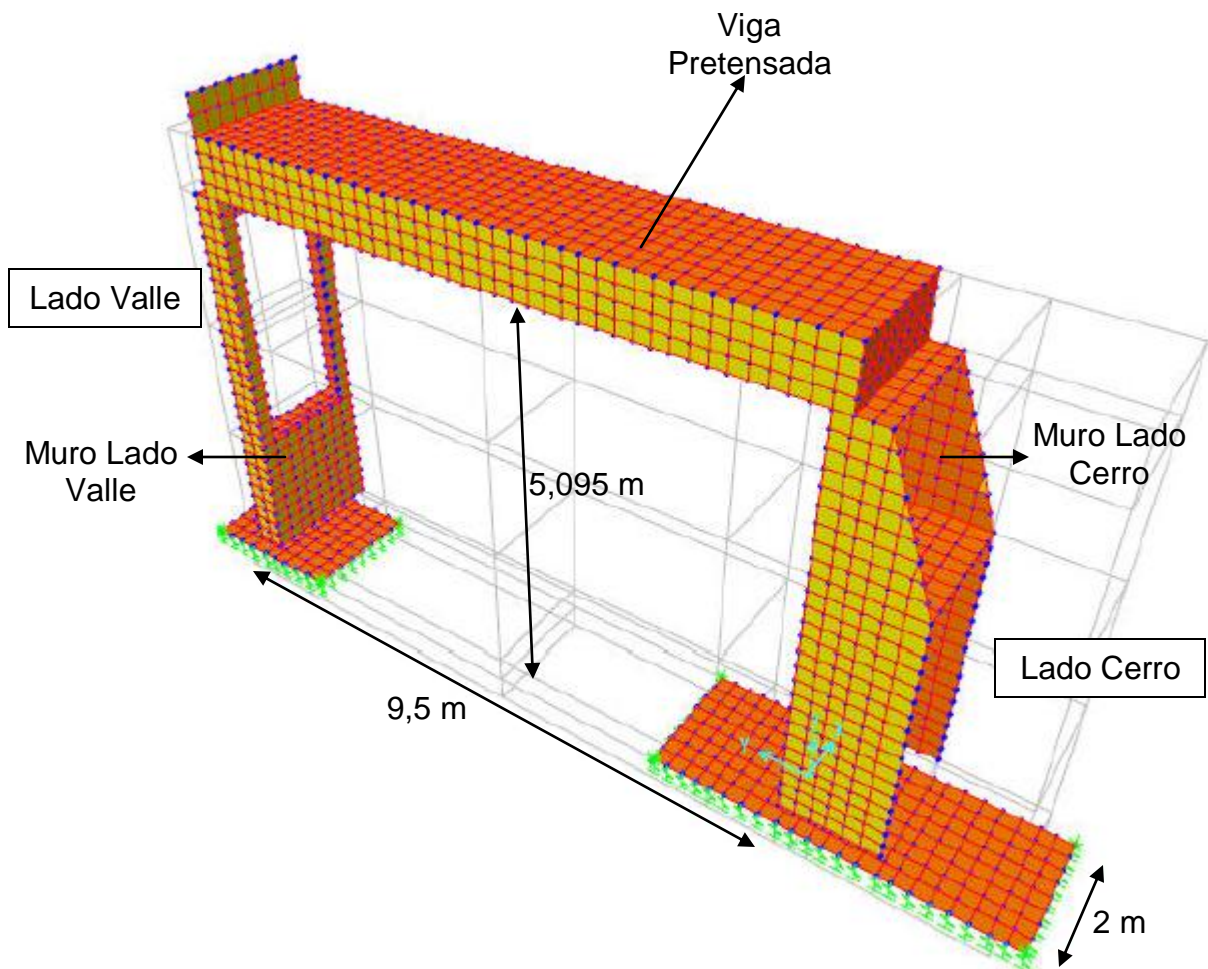


Figura 4.2: Estructuración de cobertizos.
[Fuente: Memoria de cálculo estructura cobertizo, OPH Agosto 2009]

4.2 Perfil Tipo

En la Figura 4.3 se muestra el perfil tipo de los cobertizos del proyecto “Rehabilitación de la Ruta 60Ch”. En esta figura se muestran las dimensiones tipo de los cobertizos, se señala donde se ubica el hormigón de segunda etapa y el hormigón in situ. Se muestra la disposición del relleno estructural que va sobre la estructura. Otro dato importante de destacar son las barbacanas y los tubos drenantes que posee el muro de contención, con el fin de disminuir o evitar la presión que ejerza el agua acumulada por el relleno, es decir, la presión hidrostática.

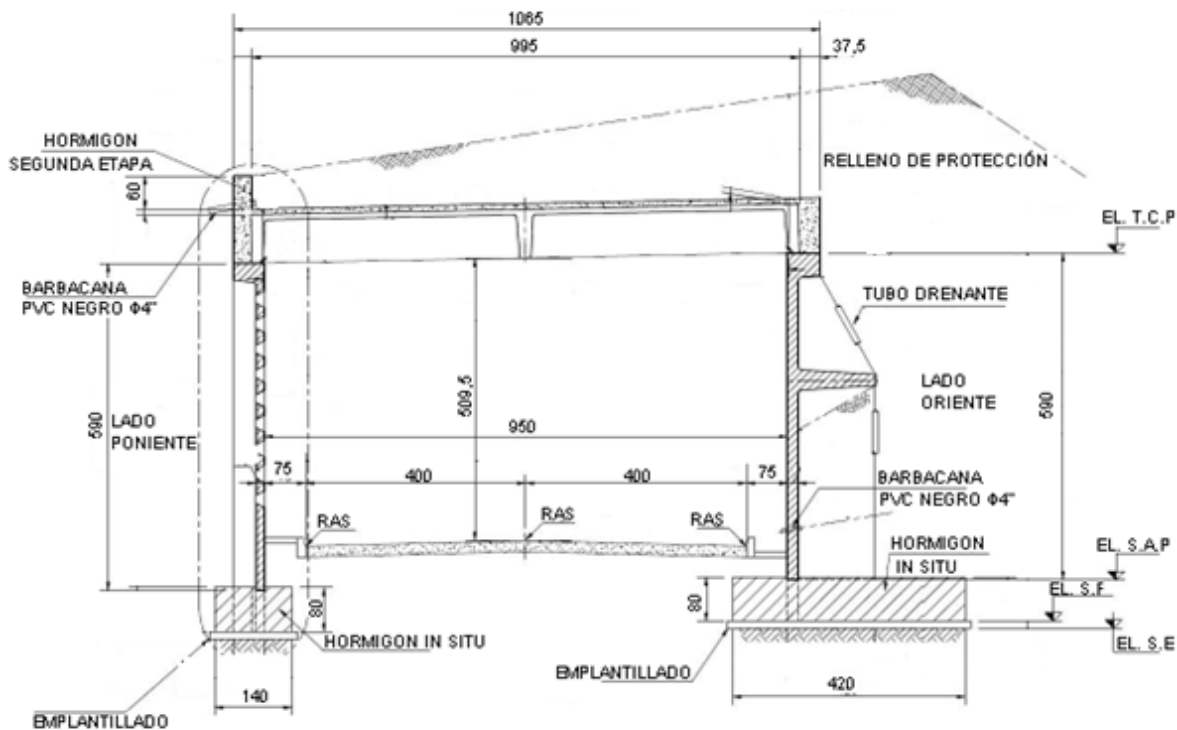


Figura 4.3: Corte cobertizo tradicional.

[Fuente: Memoria de cálculo estructura cobertizo, OPH Agosto 2009]

4.3 Dimensiones y Geometría de los Prefabricados

Las dimensiones y geometría de los cobertizos se muestran de la Figura 4.4 a 4.9.

En las Figuras 4.4 y 4.5 se muestran las elevaciones vistas desde el valle y desde el cerro respectivamente. Aquí se aprecia que los cobertizos del proyecto “Rehabilitación de la ruta 60Ch” tienen una altura que varía desde 590 cm a los 615 cm.

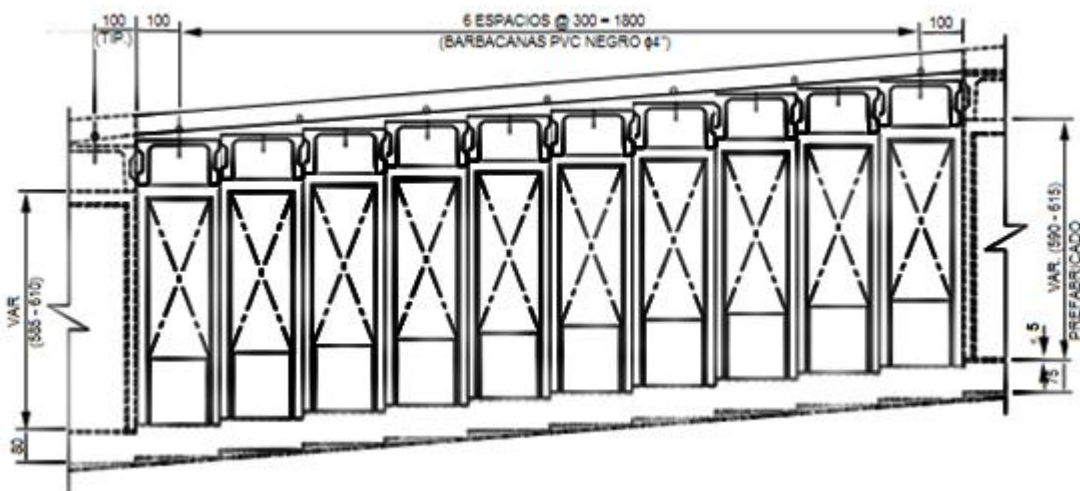


Figura 4.4: Elevación lado valle.
[Fuente: Plano COBZO 01, OPH, Septiembre 2009]

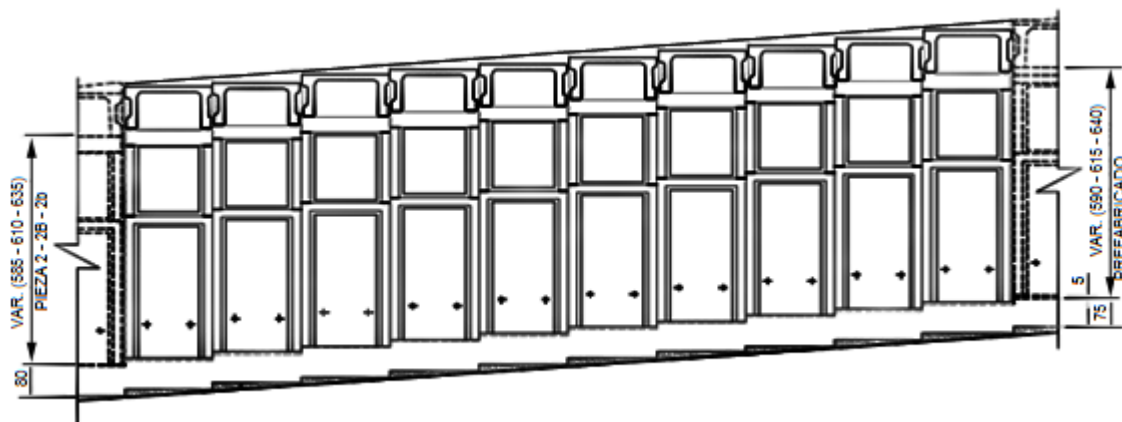


Figura 4.5: Elevación lado cerro.
[Fuente: Plano COBZO 03, OPH, Septiembre 2009]

En la Figura 4.6 se muestra la vista lateral y la elevación del muro prefabricado que se ubica hacia el lado del valle. La altura de este elemento estructural es de 590 cm y un ancho de 200 cm, además el muro posee 4 cables de izajes ubicados tal como se muestra en la Figura 4.6. En esta Figura también se aprecian la fundación de este muro, la cual tiene una altura de 75 cm.

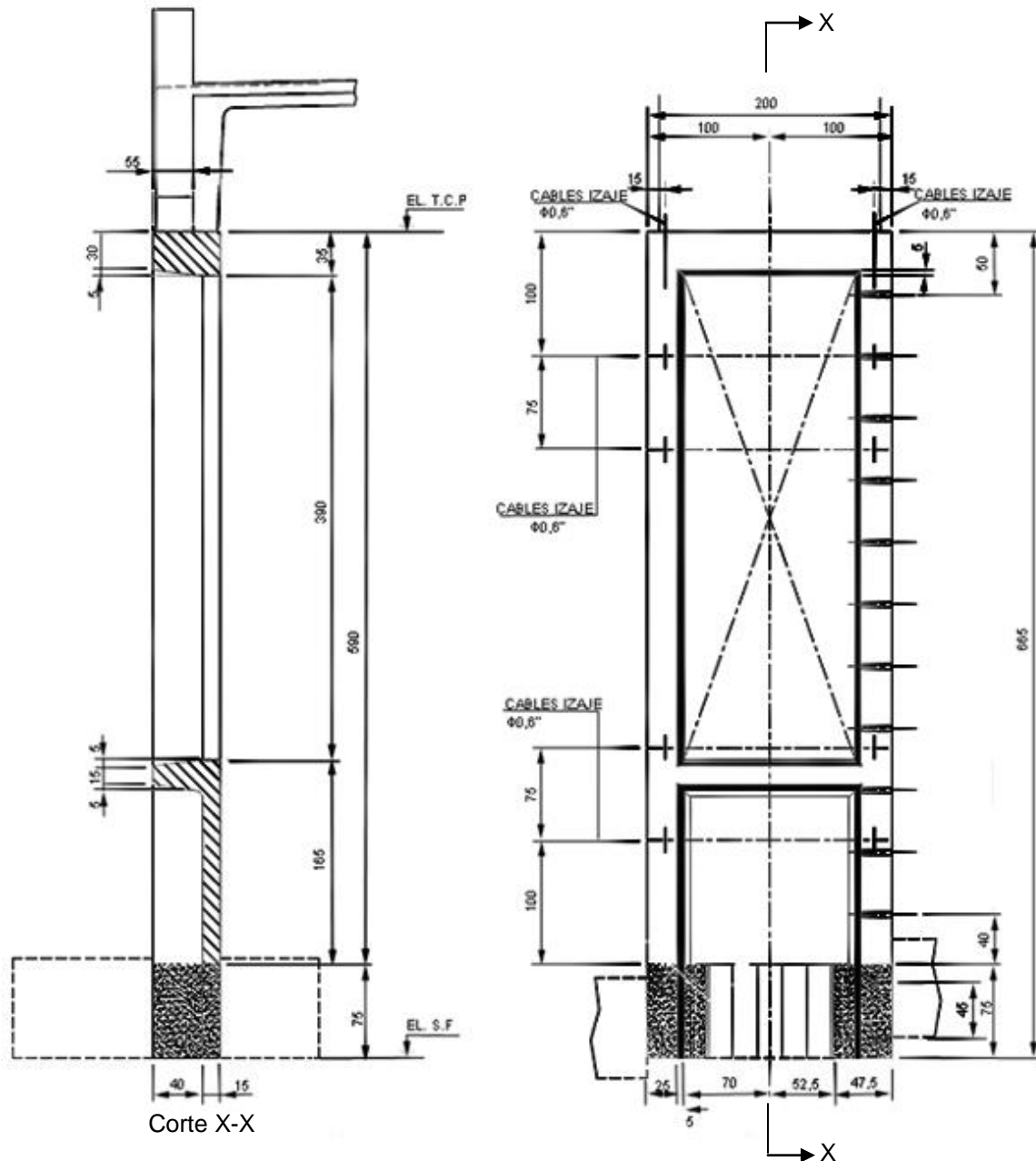


Figura 4.6: Pieza prefabricada lado valle.
[Fuente: Plano COBZO 06, OPH, Septiembre 2009]

En la Figura 4.7 se muestra la vista lateral y la elevación del muro prefabricado que se ubica hacia el lado del cerro. La altura de este elemento estructural es de 590 cm y un ancho de 200 cm, además el muro posee 6 cables de izaje ubicados tal como se muestra en la Figura 4.7. En esta Figura también se aprecian la fundación de este muro, la cual tiene una altura de 75 cm.

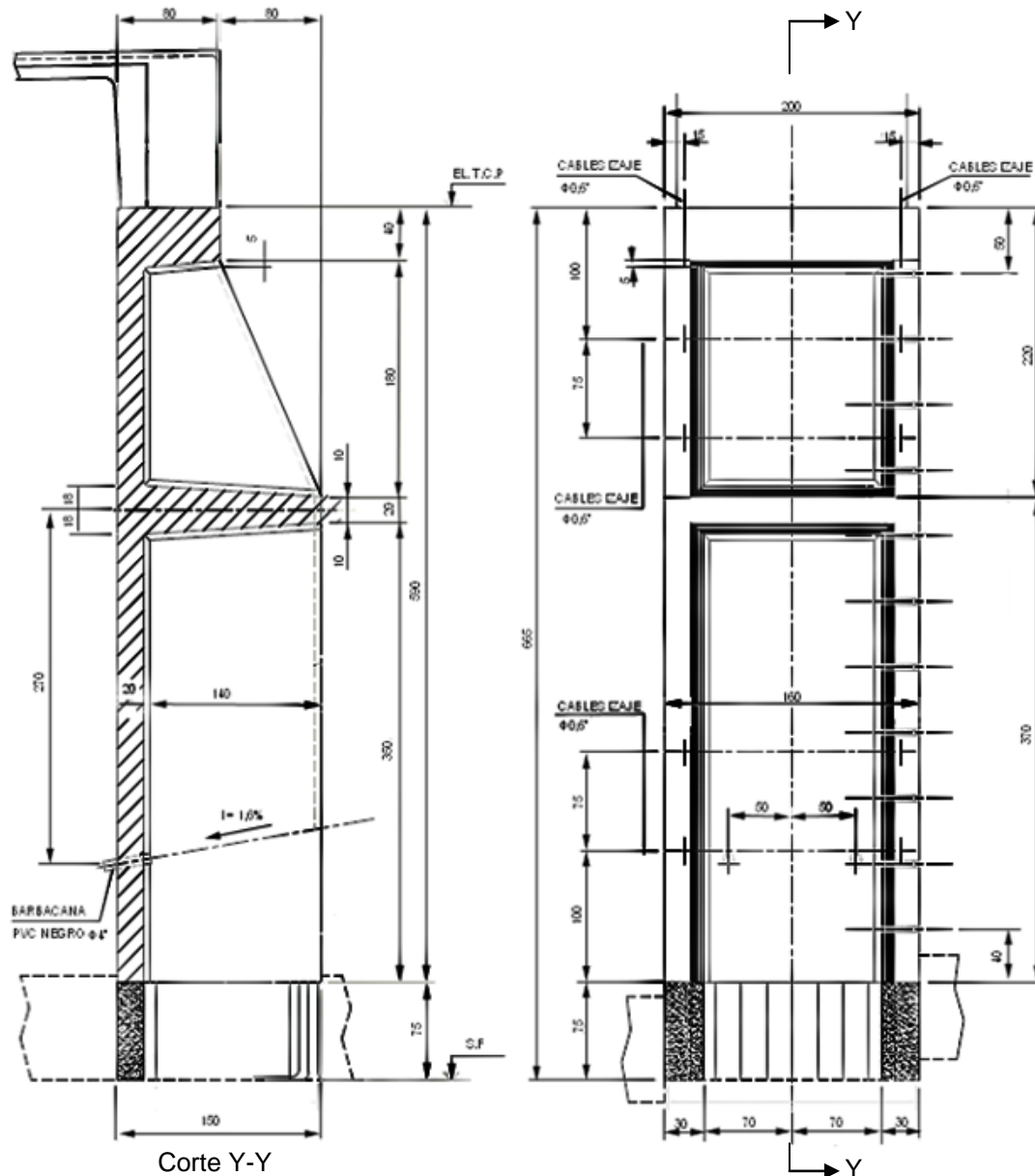


Figura 4.7: Pieza prefabricada lado cerro.
[Fuente: Plano COBZO 07, OPH, Septiembre 2009]

En las Figuras 4.8 y 4.9 se muestra la elevación y la sección transversal respectivamente de la viga pretensada, aquí se aprecia que el largo total de la viga es de 995 cm, la altura es de 110 cm y el ancho es de 200 cm.

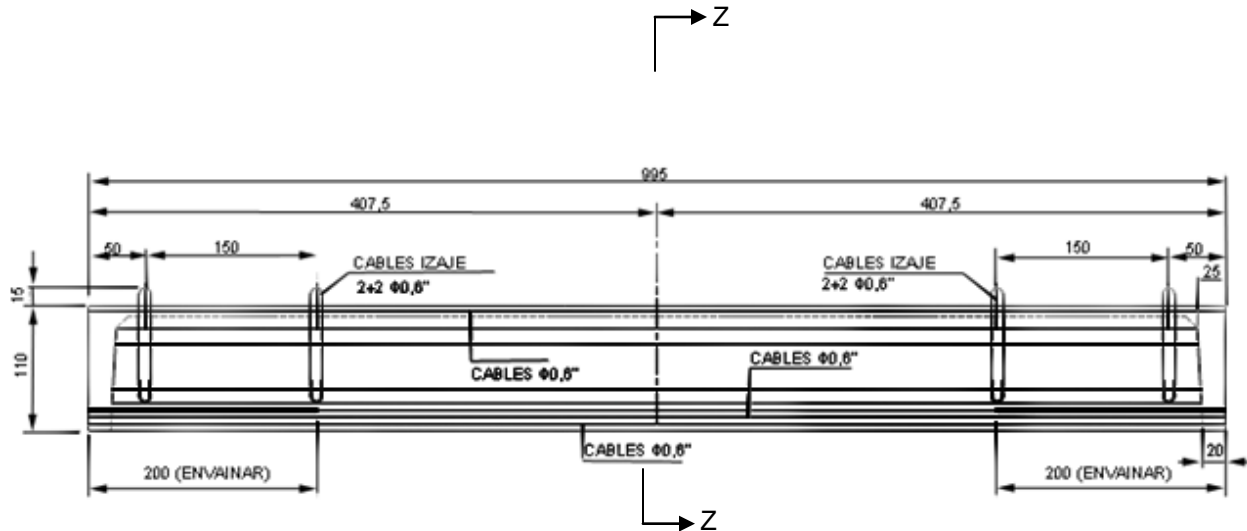


Figura 4.8: Elevación unidad pretensada prefabricada compuesta por dos vigas.
[Fuente: Plano COBZO 09, OPH, Septiembre 2009]

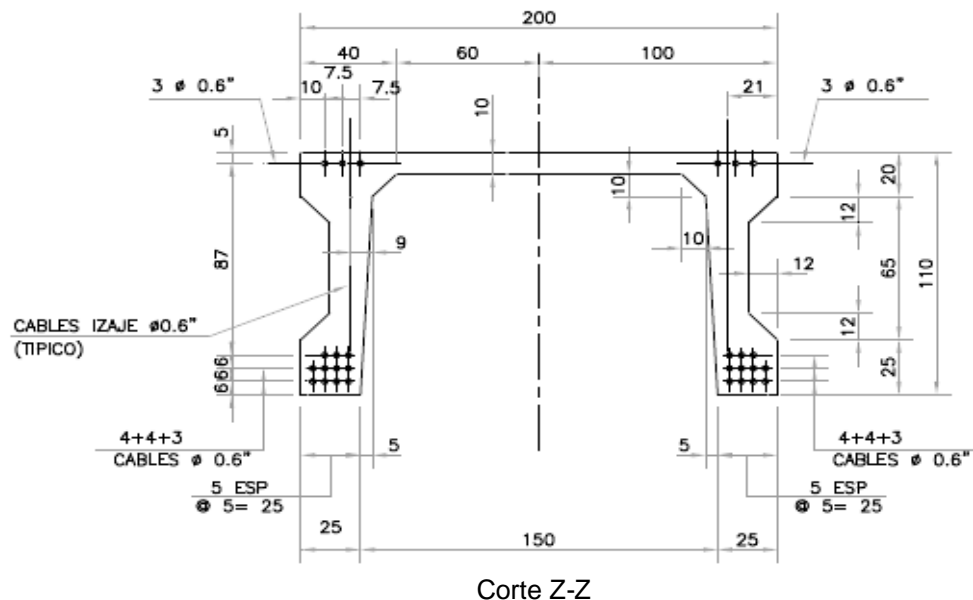


Figura 4.9: Sección transversal unidad pretensada prefabricada compuesta por dos vigas.
[Fuente: Plano COBZO 09, OPH, Septiembre 2009]

4.4 Costos Directos

El detalle de la planilla de los costos directos de este proyecto se encuentra en el Anexo F.1.

La longitud total de alargue de cobertizos en este proyecto es de 698 metros.

Para esta cantidad de metros el COSTO DIRECTO total es de UF324.048, es decir, que el COSTO DIRECTO POR METRO LINEAL de cobertizo es de UF464. La UF promedio considerada es de \$21.844

4.5 Duración de Trabajo en Obra

El detalle del programa de trabajo del proyecto Rehabilitación de la Ruta 60Ch se encuentra en el Anexo F.2.

Los 130 metros de cobertizo hacia el poniente se construyeron de manera paralela a los 568 metros de cobertizo al lado oriente. Ambos cobertizos se construyeron en un total de 19 meses. Cabe destacar que dentro de esos 19 meses hubo 3 meses (Julio, Agosto y Septiembre) en los que no se efectuó ningún tipo de trabajo debido a las condiciones climáticas del sector. Tal como se muestra en la Figura F.1 del Anexo F.2.

Capítulo 5: Estudio de Prefactibilidad Proyecto Cobertizos en Hormigón Prefabricado

5.1 Ubicación y Selección del Tramo

Como el fin de este estudio es mejorar la conectividad entre el sector de Saladillo y el sector de Lagunitas (ver Figura 1.2), se realizó un estudio de cuáles son las avalanchas que más tiempo toman en limpiarse, es decir, en despejar el camino. Como criterio de selección del tramo a analizar, se utiliza la definición anterior, es decir, se escogerá una de las avalanchas que tome más tiempo en limpiarse.

Según el experto en nieve y avalanchas, René León, en conjunto con la empresa ICV, la cual es la encargada en despejar el camino Industrial en periodos de avalanchas, existen 5 avalanchas que toman el 40% del tiempo total de despeje del camino Industrial. A continuación se presentan las características de estas avalanchas:

Tabla 5.1: Características de las 5 avalanchas que caen con mayor frecuencia al año en el camino industrial.

#	Avalancha (Nombre)	frecuencia en el año [un]	Turnos de limpieza [un]	altura de avalancha [m]	longitud que ocupa del camino industrial [m]
1	El Bigote	3	1	11	520
2	Cobalto	2	3	10	400
3	Km 24 Norte	3	2	10	230
4	Alcantarilla Km 24,5 Sur	3	3	12	343
5	Caleta Chica	3	3	20	250

Fuente: Elaboración propia, 2011.

Un requisito importante que debe cumplir la avalancha a escoger, es que ésta debe impactar sólo por un lado al camino, ya que si lo impacta por ambos lados, en ese lugar deberá ir un túnel falso. Es por esta razón que Cobalto queda descartada en este estudio.

Por otra parte, el propósito de este estudio de prefactibilidad es demostrar que, desde el punto de vista económico, este proyecto se puede realizar al menos en algún tramo del camino Industrial, para así dar pie a que se realice la ingeniería básica del proyecto de cobertizos de hormigón prefabricado. Por ende la avalancha a escoger entre las señaladas en la Tabla 5.1, es la que tenga las características más favorables para realizar el estudio, es decir, que dentro de los 5 casos señalados se seleccionará la alternativa que genere menores solicitaciones de carga, para así obtener una estructura más pequeña y por ende una estructura con el menor costo de construcción. Por lo tanto se escogerá la avalancha que cubra una menor longitud del camino industrial y que no posea una altura muy elevada. Es por esto que entre estas 5 avalanchas se eligió la más pequeña en cuanto a longitud que cobertura del camino Industrial y altura de flujo, siendo ésta la avalancha número 3 de la Tabla 5.1, llamada Km 24 Norte. La avalancha seleccionada tiene una altura de flujo de 10 metros y con una longitud de cobertura del camino industrial de 230 metros, tal cual se especifica en la Tabla 5.1. Además la densidad de esta avalancha es de $0,4 \text{ ton}/\text{m}^3$. En la Figura A.5 del Anexo A.1 se puede ver cómo ésta afecta al camino industrial.

En el Anexo A.1, entre las Figuras A.1 y A.6, se muestran las avalanchas que caen sobre el camino Industrial. En estas Figuras se grafica la presión de impacto que las avalanchas tienen en su recorrido. La presión de impacto se expresa en kPa, y esta presión varía desde 0 - 10 kPa (color celeste claro) hasta más de 100 kPa (color rosado oscuro). Además en estas Figuras se muestra un trazado en colores blanco y negro, como propuesta de los tramos en que sería necesario poner un cobertizo en caso de querer cubrir todos los sectores en donde el camino se bloquea debido a las avalanchas. Específicamente en la Figura A.3 se muestra la avalancha “El Bigote”, en la Figura A.5 se muestra la avalancha “Cobalto” y la avalancha escogida “km 24 Norte” y en la Figura A.6 se muestran las avalanchas “Alcantarilla” y “Caleta Chica”. En la Figura A.7 se muestran las alturas de los flujos de las avalanchas que caen entre Saladillo y Lagunitas, en esta Figura se aprecia que la altura de flujo varía entre 0,1 m (color amarillo claro) hasta más de 8 m (color morado). En la Figura A.5 se puede notar que en la zona seleccionada para ubicar los cobertizos, la altura de flujo es de más de 8m. Según el experto en nieve y avalanchas, René León, quien trabaja para la División Andina, la altura de flujo para la avalancha escogida es de 10m.

En la Figura 5.1 se muestra en donde se emplazaría el cobertizo, esto es entre los kilómetros 16,4 y 16,6 del camino industrial, medido desde su inicio en el sector de Saladillo. Este sector es conocido como “Sector del kilómetro 24”. En la Figura 5.1 se marca, con colores blanco y negro, el lugar en donde irá el cobertizo.

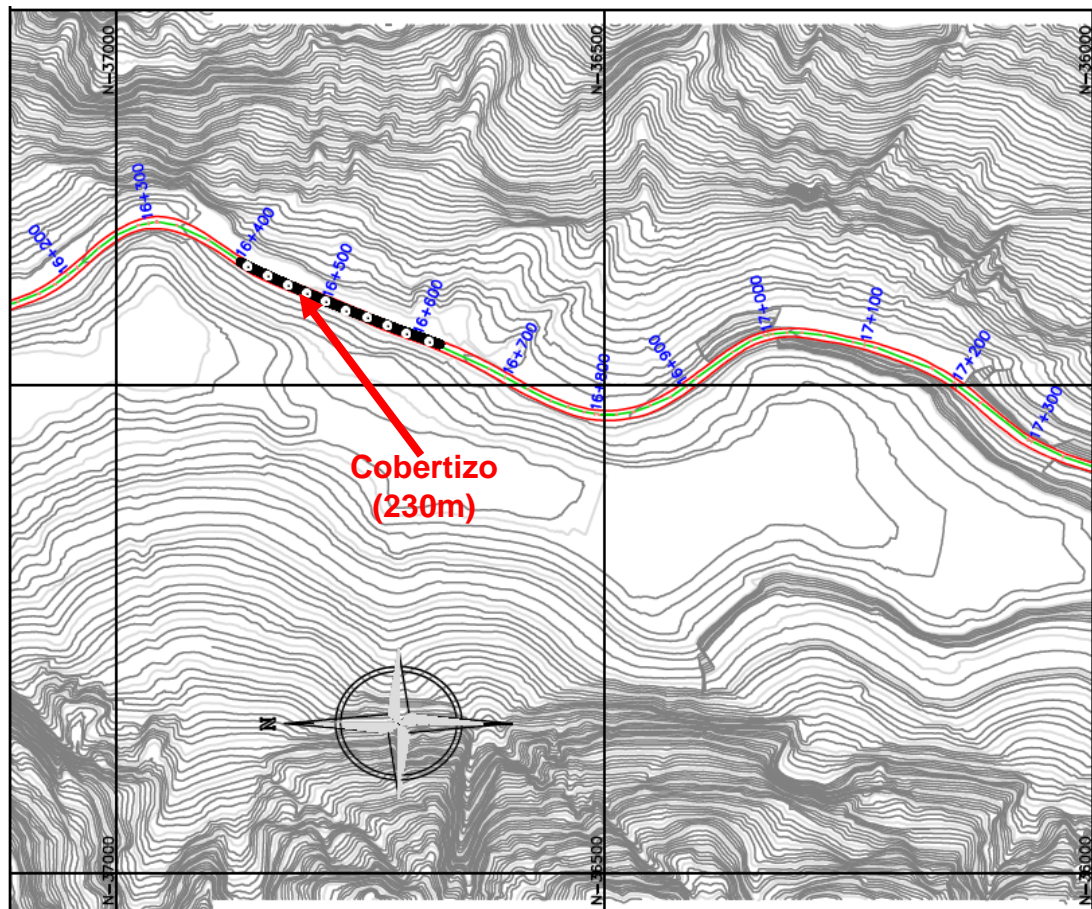


Figura 5.1: Ubicación cobertizos, Km 24 – camino industrial.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

Los cobertizos, tal como se muestra en la Figura anterior, tienen una longitud de 230 metros. La altura de estos cobertizos será de 6 metros, sin contar el relleno que va sobre estos. El ancho de los cobertizos será de 8 metros sin contar el relleno.

También es importante destacar que para escoger el tramo, se consideró uno que tuviera espacio existente para hacer un by pass, y así permitir el tránsito vehicular.

5.2 Materiales

A continuación se muestran los materiales (hormigón, acero y relleno sobre cobertizos) a utilizar en el proyecto.

- Hormigones

Prefabricados:

Viga pretensada

Hormigón H40
 $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

Muros

Hormigón H35
 $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$

Segunda Etapa:

Hormigón H35
 $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$

En Sitio:

Fundaciones

Hormigón H35
 $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$

Emplantillado

Hormigón H10
 $f'_c = 80 \text{ kg/cm}^2$

Donde f'_c resistencia especificada a la compresión del hormigón a los 28 días.

Hormigón H35 con aire incorporado para ser utilizado en zonas con ciclo de hielo y deshielo.

Según el Código ACI 318 (2008), el módulo de elasticidad del hormigón se calcula con la fórmula 5.1.

$$E = 15.100 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (5.1)$$

- Acero

Acero de refuerzo hormigón armado

A630-420H

$f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$

$f_U = 6.300 \text{ kg/cm}^2$

$E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$

Donde:

f_y : Resistencia especificada a la fluencia.

f_U : Resistencia especificada a la ruptura.

E : Módulo de elasticidad.

Acero para Torones

$$f_{py} = 17.100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sr} = 19.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 1.900.000 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

f_{py} : Resistencia especificada a la fluencia.

f_{sr} : Resistencia especificada a la ruptura.

E : Módulo de elasticidad.

- Relleno

El peso específico del relleno estructural es 2,0 ton/m³.

El material de relleno que va sobre la estructura debe ser un material permeable, es decir, contener menos del 3% de material fino, esto para evitar que se genere presión hidráulica en el muro.

El material deberá tener una banda granulométrica con las características mostradas en la Tabla 5.2:

Tabla 5.2: Requisito para relleno estructural permeable.

Tamiz		% que Pasa
(mm)	(ASTM)	
80	(3")	100
5	(N°4)	35 - 100
0,08	(N°200)	0 - 3

Fuente: Elaboración propia basada en Volumen 3 Manual de Carreteras, 2011

5.3 Diseño y Cálculo Estructural de la Solución Propuesta

5.3.1 Modelación Geométrica

En la Figura 5.2 se muestra la vista transversal del cobertizo.

Para la modelación en SAP2000®, los elementos estructurales se modelaron con elementos finitos tipo shell. Además la masa se define desde los elementos y masas adicionales y cargas.

La modelación de la unión entre la viga y los muros será rotulada, es decir, sólo se traspasarán los esfuerzos axiales y de corte. En dicha unión los fierros quedarán embebidos en el muro y se conectarán a la viga pretensada a través de un encamisado. Esta unión no es una unión solidaria.

Para considerar la flexibilidad del suelo, las fundaciones se modelarán con resortes verticales y apoyos fijos en la horizontal. La constante del resorte para el caso estático es $k_{valle}^e = 1.180 \text{ ton/m}$ para la fundación en el lado del valle y $k_{cerro}^e = 1.050 \text{ ton/m}$ para la fundación en el lado del cerro y para el caso sísmico $k_{valle}^{e+s} = 1.770 \text{ ton/m}$ para la fundación en el lado del valle y $k_{cerro}^{e+s} = 1.575 \text{ ton/m}$ para la fundación en el lado del cerro, estos datos fueron calculados con las fórmulas 3.5 para el caso estático y 3.6 para el caso sísmico obtenidas de la mecánica de suelos del sector, realizada por la división Andina de Codelco. Los valores de las constantes son distintos para cada fundación debido a que k depende directamente de las dimensiones (ancho y largo) de cada fundación. La unión entre los muros y las fundaciones son del tipo húmeda, dicha unión es una unión rígida, es decir traspasa todos los esfuerzos.

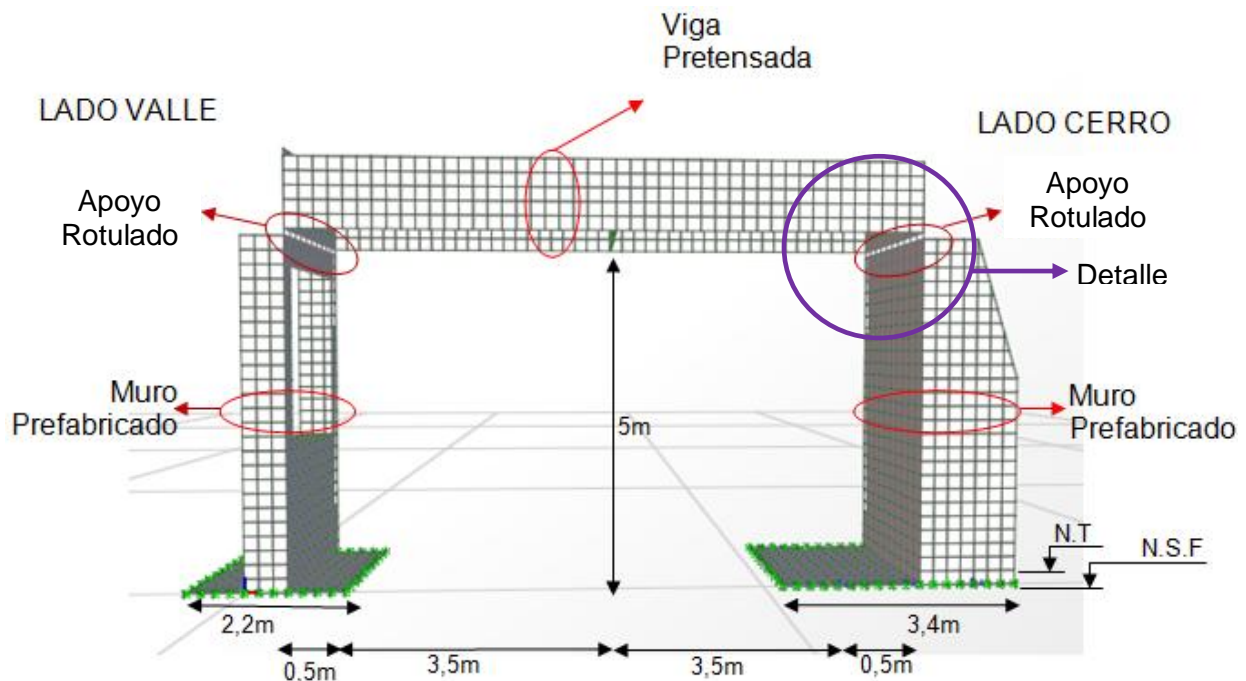


Figura 5.2: Modelo y dimensiones libres de los cobertizos. El detalle A se encuentra en la Figura 5.41
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En las Figuras 5.3 a 5.6 se muestran las dimensiones de cada pieza estructural. En la Figura 5.3 se muestran las dimensiones del muro prefabricado ubicado en el lado del valle. Este elemento se compone de una parte frontal de espesor 35 cm, de dos laterales con espesor 15 cm cada uno, de una parte superior de espesor 35 cm y de un travesaño de espesor 20 cm. Dentro de esta Figura también se muestran las dimensiones de la fundación que va en el lado del valle, esta fundación tiene largo $L = 2\text{m}$, un ancho $B = 2,2\text{m}$ y una altura $h = 0,8\text{m}$.

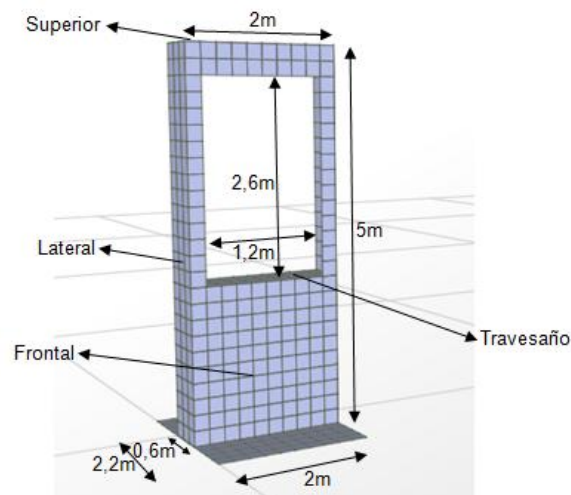


Figura 5.3: Modelo pieza prefabricada lado valle
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 5.4 se muestran las dimensiones del muro prefabricado ubicado en el lado del cerro. Este elemento se compone de una parte frontal de espesor 50 cm, de dos laterales con espesor 10 cm cada uno, de una parte superior de espesor 50 cm y de un travesaño de espesor 40 cm. Dentro de esta Figura también se muestran las dimensiones de la fundación que va en el lado del cerro, esta fundación tiene largo $L = 2\text{m}$, un ancho $B = 3,4\text{m}$ y una altura $h = 0,8\text{m}$.

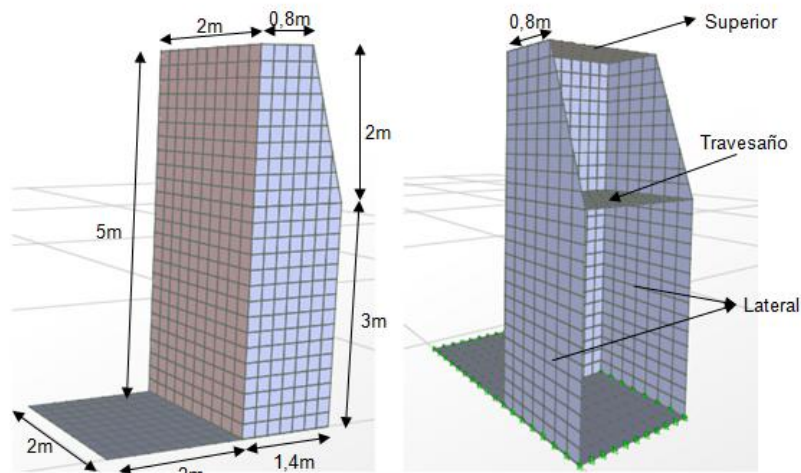


Figura 5.4: Modelo pieza prefabricada lado cerro
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 5.5 se muestran las dimensiones reales del perfil transversal de la viga pretensada, pero para la modelación y análisis estructural la viga se modeló tal como se muestra en la Figura 5.6, con elementos con sección transversal rectangular, en donde el espesor de los laterales es de 20 cm y el espesor de la parte superior es de 10 cm.

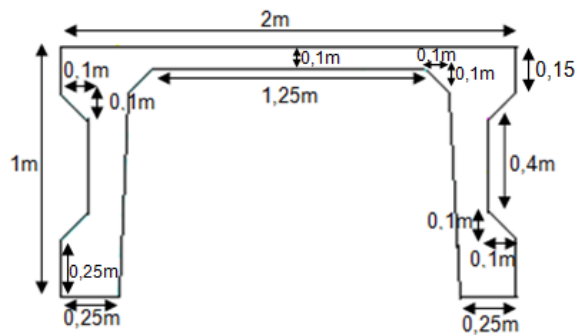


Figura 5.5: Perfil transversal viga pretensada.
[Fuente: Elaboración propia]

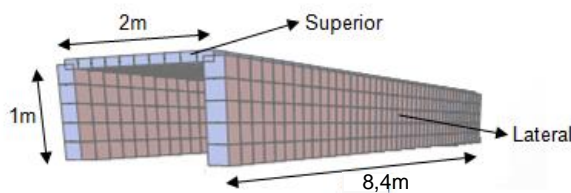


Figura 5.6: Modelo pieza prefabricada pretensada.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

5.3.2 Modelación de Cargas

5.3.2.1 Peso Propio Relleno Estructural

En la Figura 5.7 se muestra la modelación, en SAP2000®, de la carga que genera el peso propio del relleno estructural sobre el cobertizo (el modelo de carga se muestra en la Figura 3.9). Ésta es una carga tipo triangular. En la Figura el color azul representa las zonas en donde la carga del peso propio del relleno estructural es 0 ton/m^2 , las tonalidades celestes representan zonas en donde dicha carga varía entre una rango de $0,72$ a $1,5 \text{ ton/m}^2$. Las tonalidades verdes representan zonas donde la carga varía entre $2,41$ a $4,00 \text{ ton/m}^2$, las zonas de color amarillo reciben una carga debido al peso del relleno estructural de $5,32 \text{ ton/m}^2$. Finalmente en tonalidades fucsias y moradas representan zonas que reciben cargas entre $9,45$ y $9,58 \text{ ton/m}^2$. Todas estas cargas actúan en la dirección $(-Z)$.

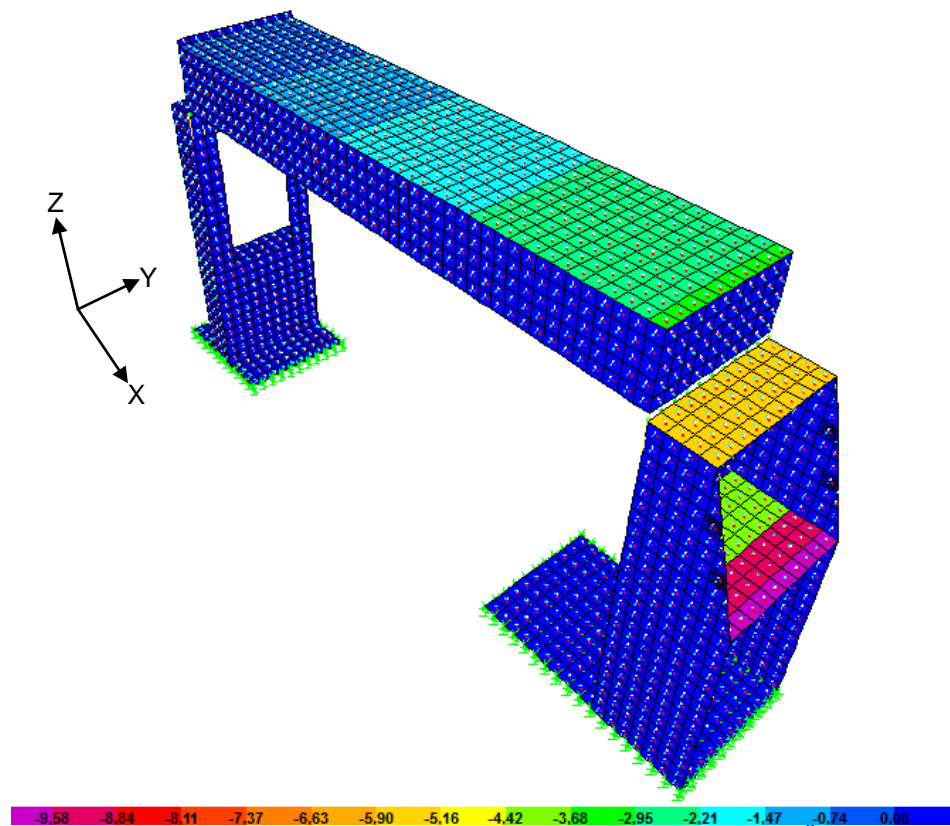


Figura 5.7: Carga peso propio relleno estructural, ton/m^2
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

5.3.2.2 Empujes de Tierra

En la Figura 5.8 se muestra la modelación, en SAP2000®, de la carga que genera el empuje en reposo sobre el cobertizo (el modelo de carga se muestra en la Figura 3.10). Ésta es una carga tipo triangular. En la Figura el color azul representa las zonas en donde el empuje de tierra en reposo es 0 ton/m^2 , las tonalidades celestes representan zonas en donde dicha carga varía entre una rango de $0,31$ a $0,93 \text{ ton/m}^2$. Las tonalidades verdes representan zonas donde la carga varía entre $1,24$ a $1,86 \text{ ton/m}^2$, las zonas de tonalidades amarillas reciben una carga entre $2,17$ a $2,79 \text{ ton/m}^2$, las tonalidades naranjas representan zonas que reciben cargas entre $3,1$ y $3,41 \text{ ton/m}^2$. Finalmente en tonalidades rojas y moradas representan zonas que reciben cargas debidas al empuje de tierra en reposo, entre $3,72$ y $4,3 \text{ ton/m}^2$. Todas estas cargas actúan en la dirección (-X).

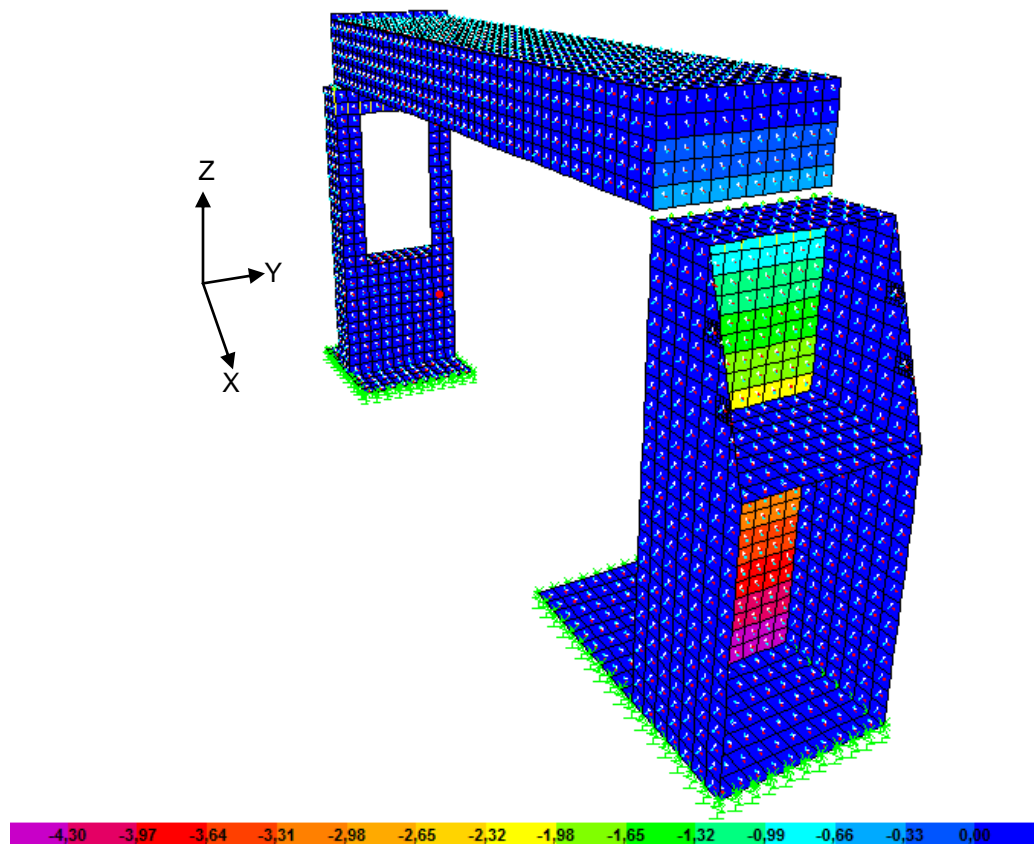


Figura 5.8: Carga empuje en reposo, ton/m^2
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 5.9 se muestra la modelación, en SAP2000®, de la carga que genera el empuje activo sobre el cobertizo (el modelo de carga se muestra en la Figura 3.11). Ésta es una carga tipo triangular. En la Figura el color azul representa las zonas en donde el empuje de tierra activo es 0 ton/m^2 , las tonalidades celestes representan zonas en donde dicha carga varía entre una rango de 0,19 a 0,57 ton/m^2 . Las tonalidades verdes representan zonas donde la carga varía entre 0,76 a 1,14 ton/m^2 , las zonas de tonalidades amarillas reciben una carga entre 1,33 a 1,71 ton/m^2 , las tonalidades naranjas representan zonas que reciben cargas entre 1,9 y 2,09 ton/m^2 . Finalmente en tonalidades rojas y moradas representan zonas que reciben cargas debidas al empuje de tierra activo, entre 2,28 y 2,6 ton/m^2 . Todas estas cargas actúan en la dirección (-X).

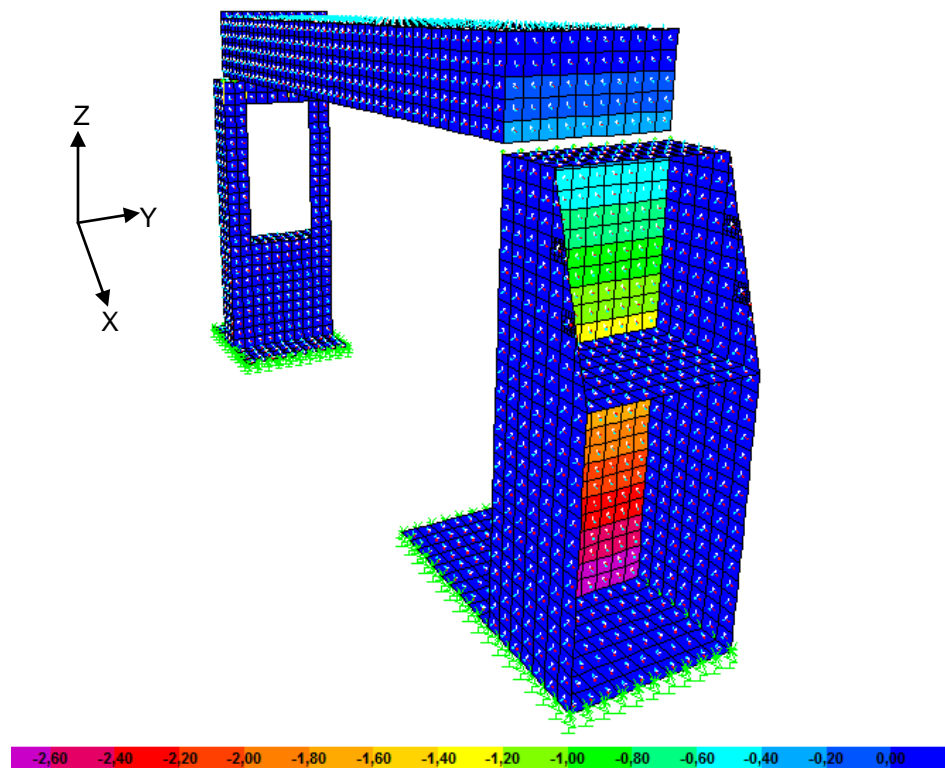


Figura 5.9: Carga empuje activo, ton/m^2
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 5.10 se muestra la modelación de la carga, en SAP2000®, que genera el empuje sísmico sobre el cobertizo (el modelo de carga se muestra en la Figura 3.12). Según el Volumen N°3 del Manual de Carreteras, ésta es una carga del tipo triangular. En la Figura el color azul representa las zonas en donde el empuje sísmico es 0 ton/m^2 , las tonalidades celestes representan zonas en donde dicha carga varía entre un rango de $0,27$ a $0,81 \text{ ton/m}^2$. Las tonalidades verdes representan zonas donde la carga varía entre $1,08$ a $1,62 \text{ ton/m}^2$, las zonas de tonalidades amarillas reciben una carga entre $1,89$ a $2,43 \text{ ton/m}^2$, las tonalidades naranjas representan zonas que reciben cargas entre $2,7$ y $2,97 \text{ ton/m}^2$. Finalmente en tonalidades rojas y moradas representan zonas que reciben cargas debidas al empuje de tierra sísmico, entre $3,24$ y $3,8 \text{ ton/m}^2$. Todas estas cargas actúan en la dirección (-X).

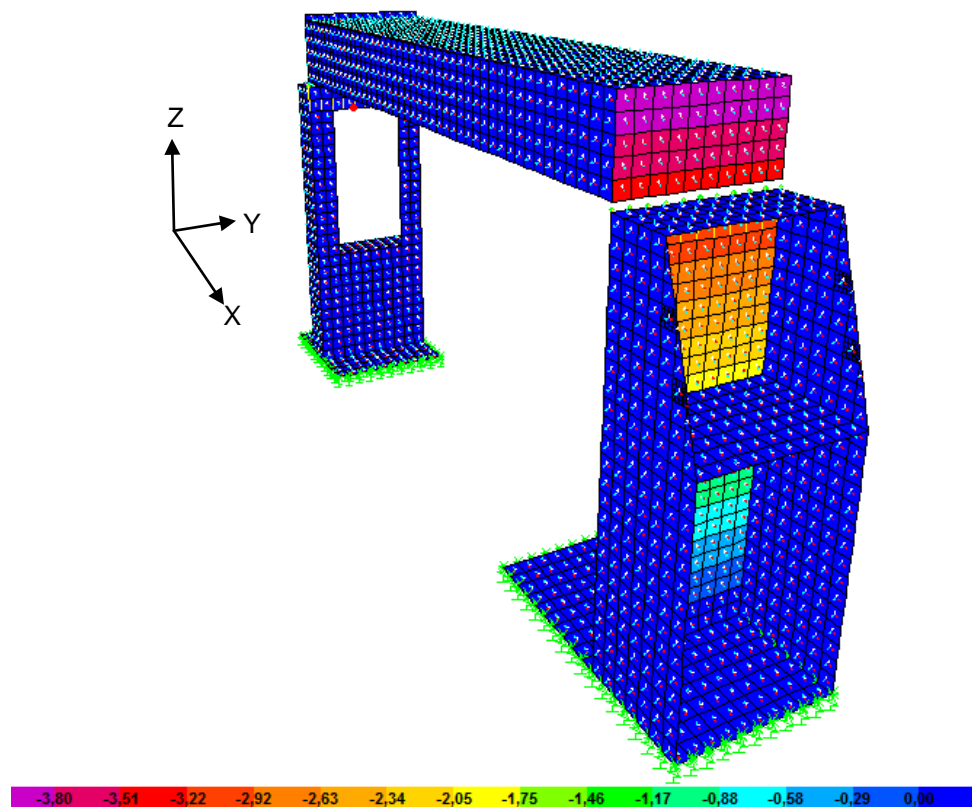


Figura 5.10: Carga empuje sísmico, ton/m^2
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 5.11 se muestra la modelación, en SAP2000®, de la carga del empuje generado por la sobrecarga de relleno estructural sobre el cobertizo (el modelo de carga se muestra en la Figura 3.13). Ésta es una carga tipo rectangular de $2,1 \text{ ton/m}^2$, en la dirección (-X) y se muestra de color morado en la figura. El color azul indica las zonas que no reciben este tipo de carga.

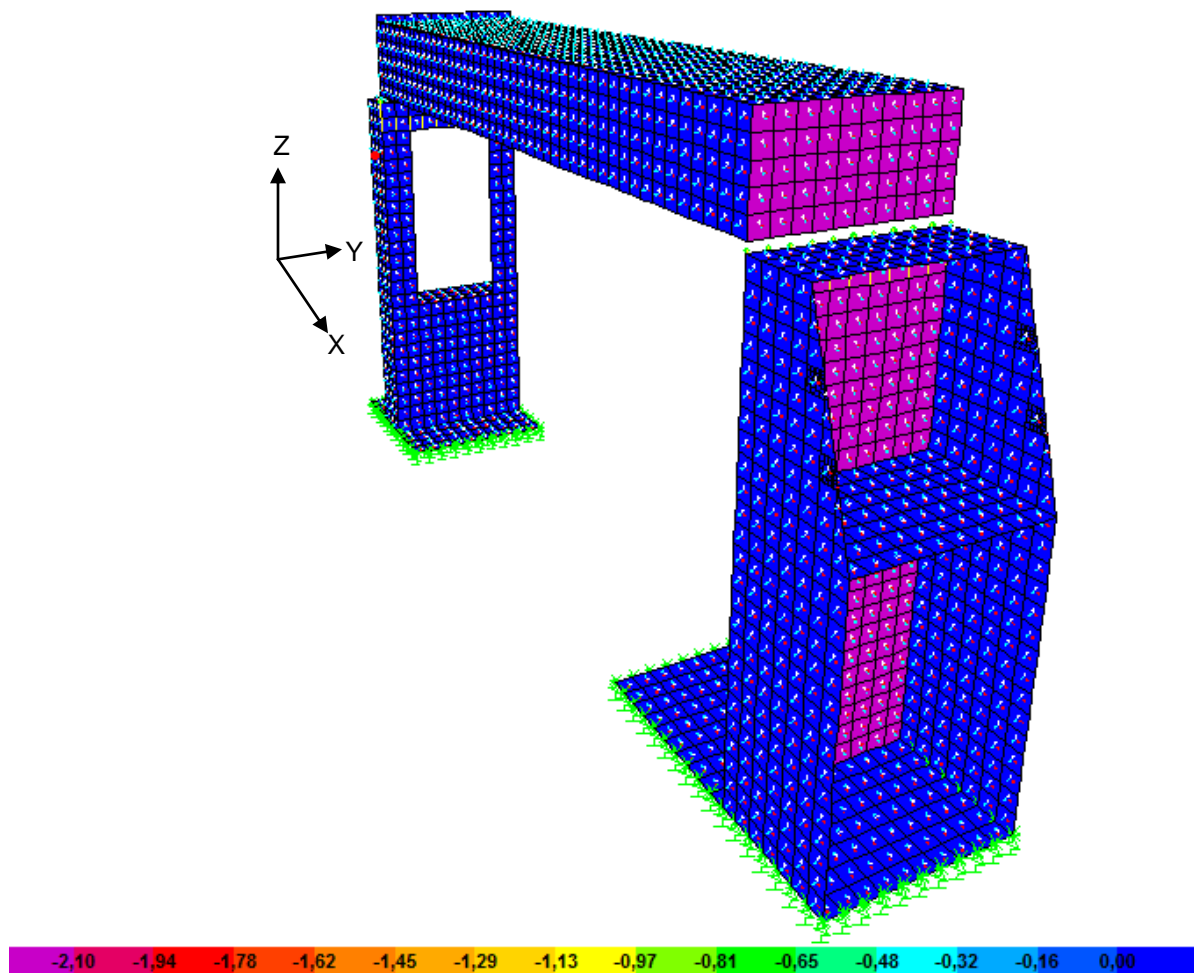


Figura 5.11: Carga empuje sobrecarga relleno estructural, ton/m^2
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 5.12, que se expone a continuación, se muestra la modelación, en SAP2000®, de la carga del empuje generado por la sobrecarga de nieve sobre el cobertizo (el modelo de carga se muestra en la Figura 3.14). Ésta es una carga tipo rectangular de $2,16 \text{ ton/m}^2$, en la dirección (-X) y se muestra de color morado en la figura. El color azul indica las zonas que no reciben este tipo de carga.

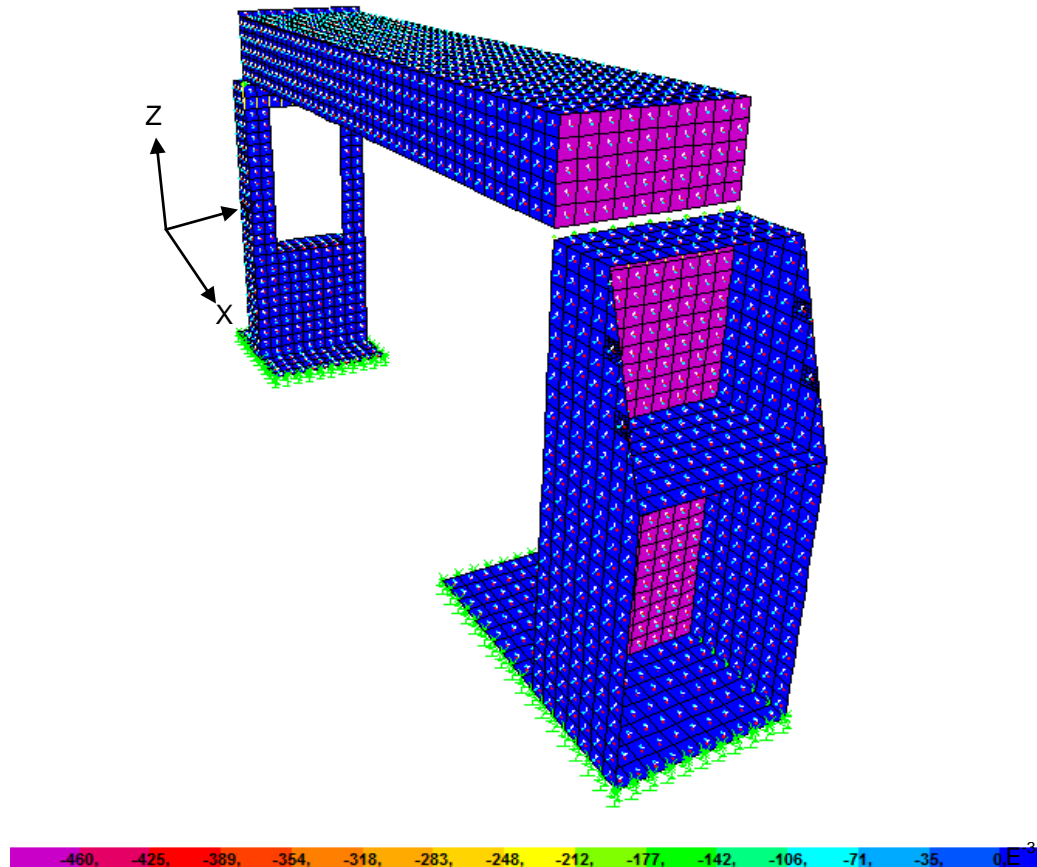


Figura 5.12: Carga empuje sobrecarga nieve, ton/m^2
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

5.3.2.3 Viento

En la Figura 5.13 se muestra la modelación, en SAP2000®, de la carga de viento sobre el cobertizo (el modelo de carga se muestra en la Figura 3.15). Ésta es una carga tipo triangular. En la Figura el color morado representa las zonas en donde la carga de viento es 0 ton/m^2 , las tonalidades celestes representan zonas en donde dicha carga varía entre una rango de 0,105 a 0,111 ton/m^2 . Las tonalidades azules representan zonas donde la carga varía entre 0,123 a 0,13 ton/m^2 . Todas estas cargas actúan en la dirección (+X).

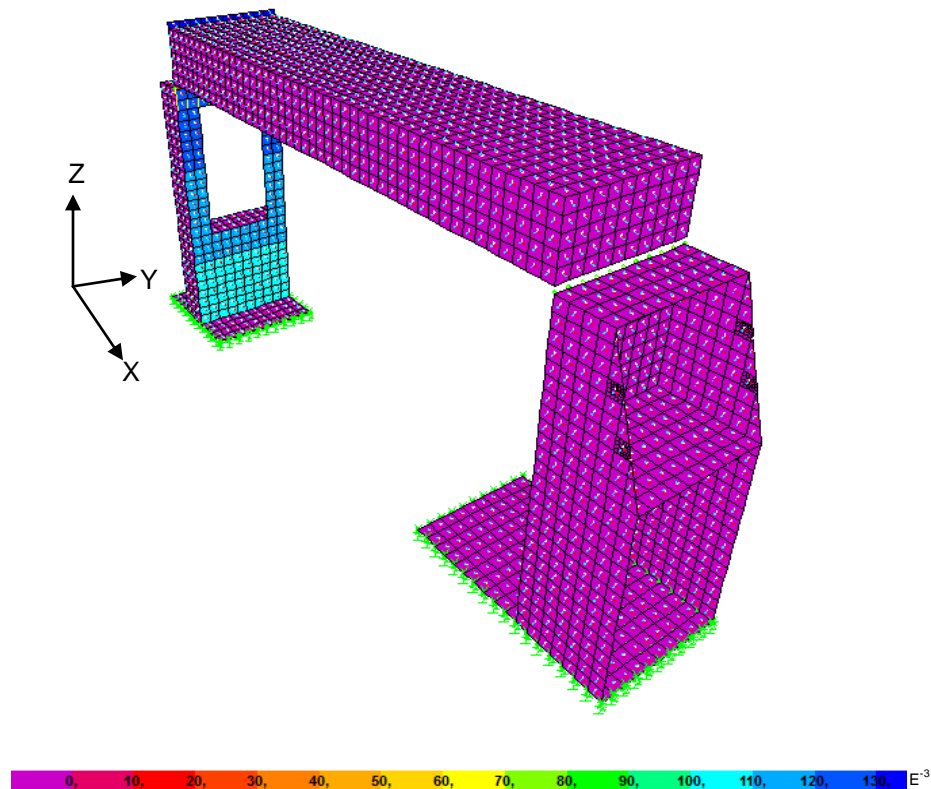


Figura 5.13: Carga de viento, ton/m^2
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

5.3.2.4 Nieve

En la Figura 5.14 se muestra la modelación, en SAP2000®, de la carga de nieve sobre el cobertizo (el modelo de carga se muestra en la Figura 3.16). Ésta es una carga tipo rectangular de $0,13 \text{ ton/m}^2$, en la dirección (-Z) y se muestra de color morado en la figura. El color azul indica las zonas que no reciben este tipo de carga.

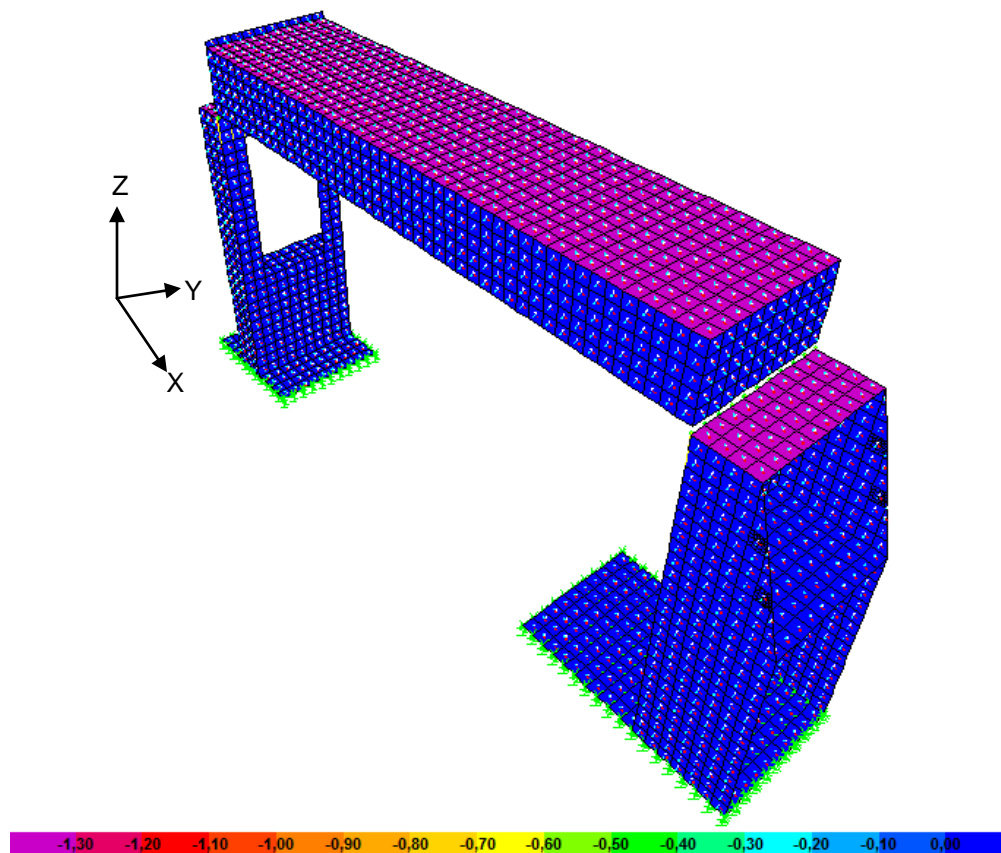


Figura 5.14: Carga de nieve, ton/m^2
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

5.3.2.5 Avalancha

En la Figura 5.15 se muestra la modelación, en SAP2000®, de la carga de avalancha en la dirección (-X) sobre el cobertizo (el modelo de carga se muestra en la Figura 3.17b). Ésta es una carga uniforme de $0,5 \text{ ton/m}^2$ y se muestra de color morado en la figura. El color azul indica las zonas que no reciben este tipo de carga.

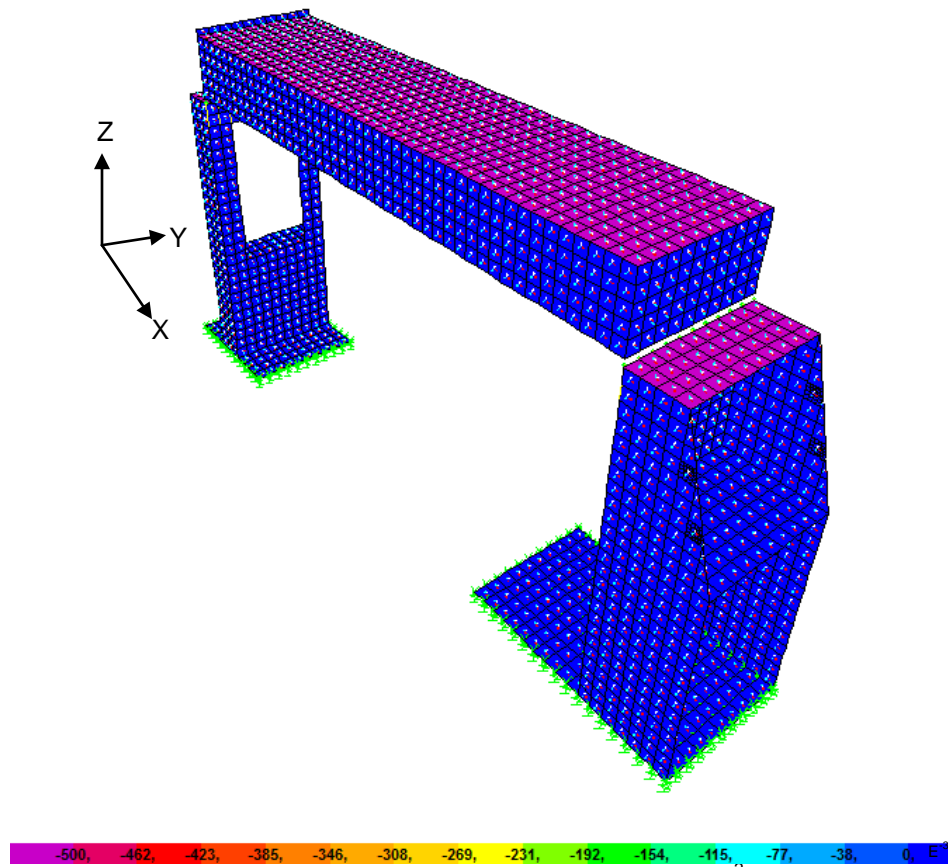


Figura 5.15: Carga de avalancha (-X), ton/m^2
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 5.16 se muestra la modelación, en SAP2000®, de la carga de avalancha en la dirección (-Z) sobre el cobertizo (el modelo de carga se muestra en la Figura 3.17a). Ésta es una carga uniforme de $4,0 \text{ ton/m}^2$ y se muestra de color morado en la figura. El color azul indica las zonas que no reciben este tipo de carga.

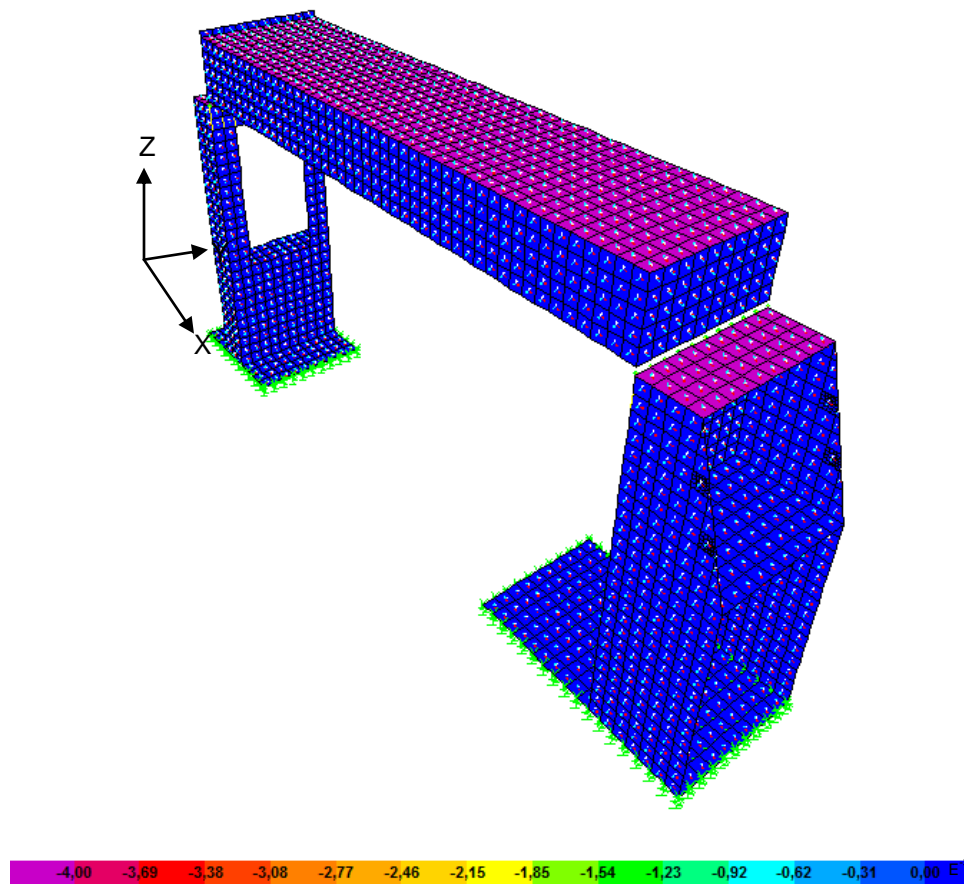


Figura 5.16: Carga de avalancha (-Z), ton/m^2
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

5.3.2.6 Sismo

En la Figura 5.17 se muestra la modelación de la carga de sismo en la dirección (-X) sobre el cobertizo. Para modelar el sismo se aplica un multiplicador gravitacional sobre toda la estructura, este multiplicador corresponde al coeficiente sísmico C . De acuerdo al Volumen N°3 del Manual de Carreteras, $C = 0,5 \cdot A'_0$, siendo A'_0 el coeficiente de aceleración máxima efectivo y con $A'_0 = 0,3$ (Según Tabla 3.1004.302.A Vol. 3 Manual de Carreteras). Por lo tanto, se tiene, $C = 0,15$, y se aplica de manera uniforme sobre toda la estructura.

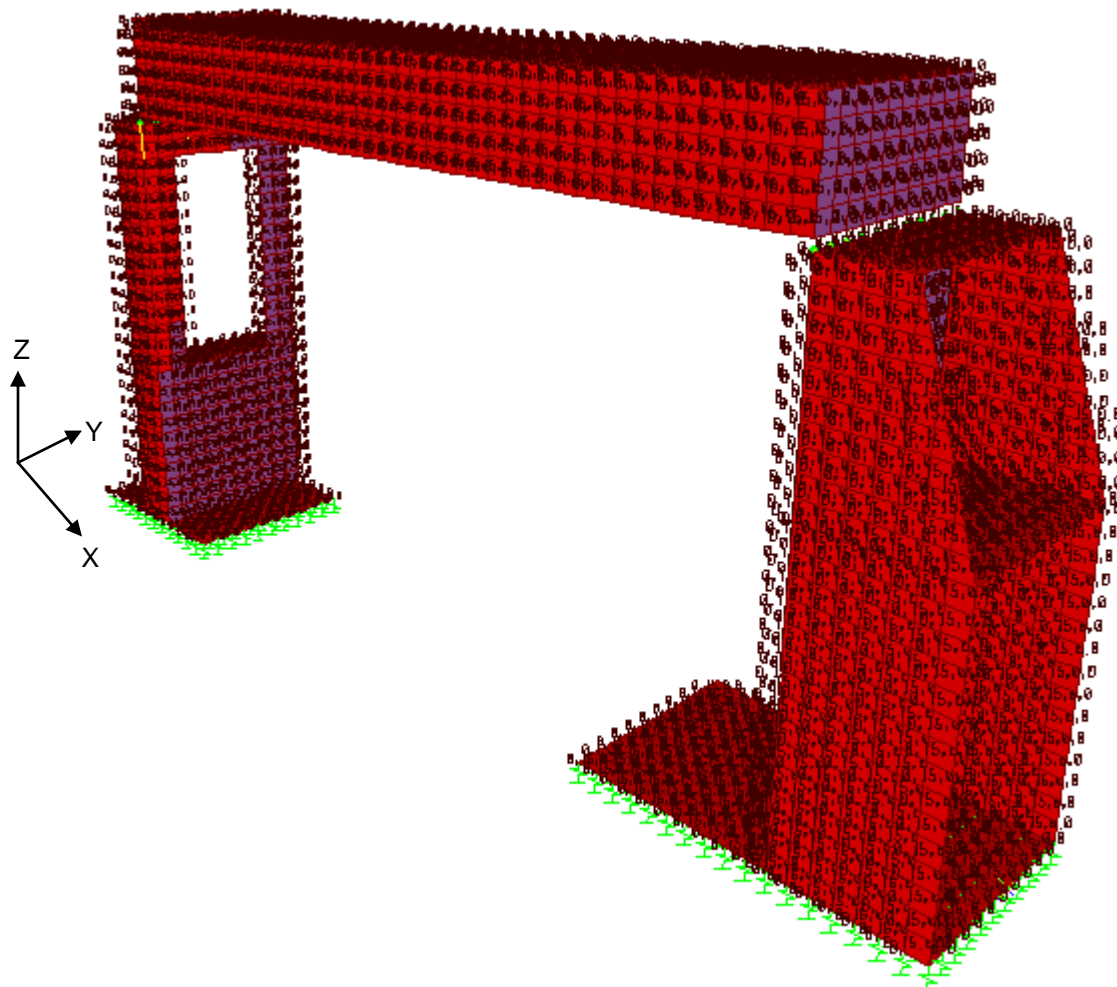


Figura 5.17: Carga de sismo (-X), Gravity multiplier $C = 0,15$.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 5.18 se muestra la modelación de la carga de sismo en la dirección (+Y) sobre el cobertizo. Para modelar el sismo se aplica un multiplicador gravitacional sobre toda la estructura, este multiplicador corresponde al coeficiente sísmico C . De acuerdo al Volumen N°3 del Manual de Carreteras, $C = 0,5 \cdot A'_0$, siendo A'_0 el coeficiente de aceleración máxima efectivo y $A'_0 = 0,3$ (Según Tabla 3.1004.302.A Vol. 3 Manual de Carreteras). Por lo tanto, se tiene, $C = 0,15$, y se aplica de manera uniforme sobre toda la estructura.

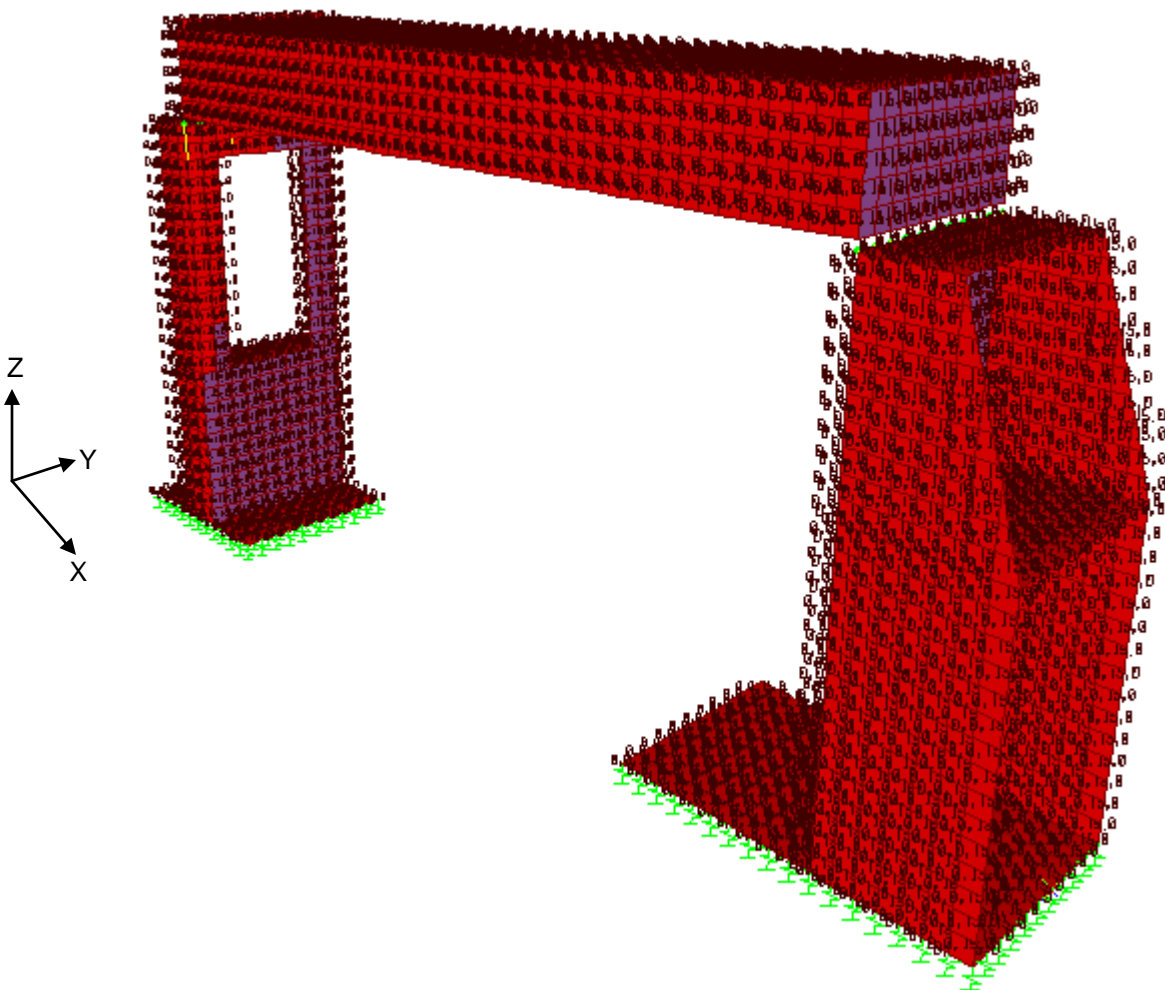


Figura 5.18: Carga de sismo (+Y), Gravity multiplier $C = 0,15$.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

5.3.3 Análisis Estructural

En la Figura 5.19 se muestra el momento flector M11 para la envolvente máxima de las combinaciones LRFD. Este momento flector sirve para realizar el diseño estructural (cálculo de la armadura transversal) de las fundaciones. Para la fundación lado valle el M11 es 49,8 ton*m/m y para la fundación lado cerro M11 es 53,0 ton*m/m.

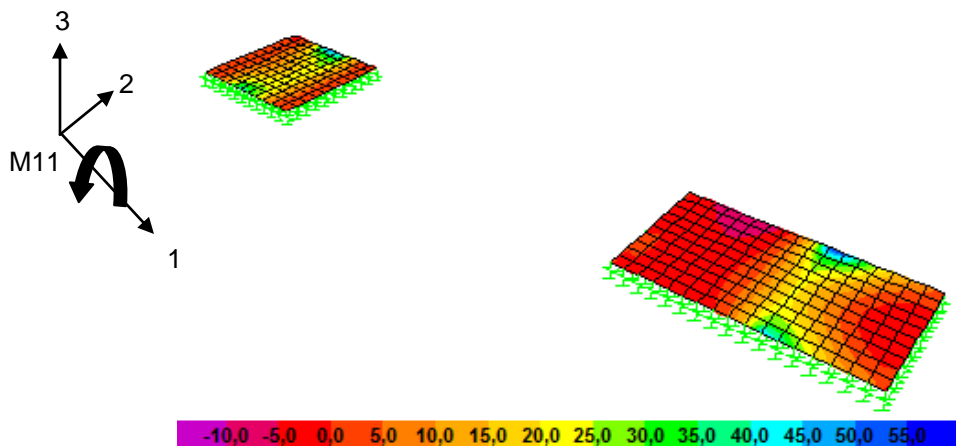


Figura 5.19: M11 fundaciones envolvente máxima LRFD, ton*m/m
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 5.20 se muestra el momento flector M22 para la envolvente máxima LRFD. Este momento flector sirve para realizar el diseño estructural (cálculo de la armadura longitudinal) de las fundaciones. Para la fundación lado valle el M22 es -12,4 ton*m/m y para la fundación lado cerro M22 es -13,97 ton*m/m.

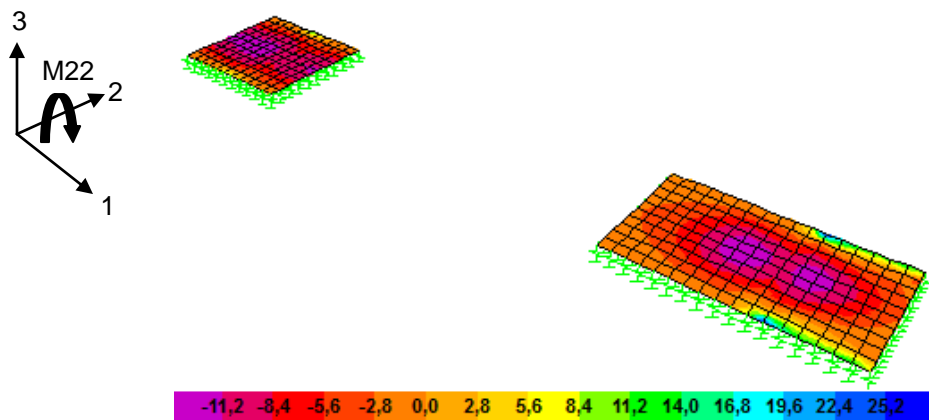


Figura 5.20: M22 fundaciones envolvente máxima LRFD, ton*m/m
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 5.21 se muestra el corte V13 para la envolvente máxima LRFD. Para la fundación lado valle V13 es 48 ton/m y para la fundación lado cerro V13 es 94,3 ton/m.

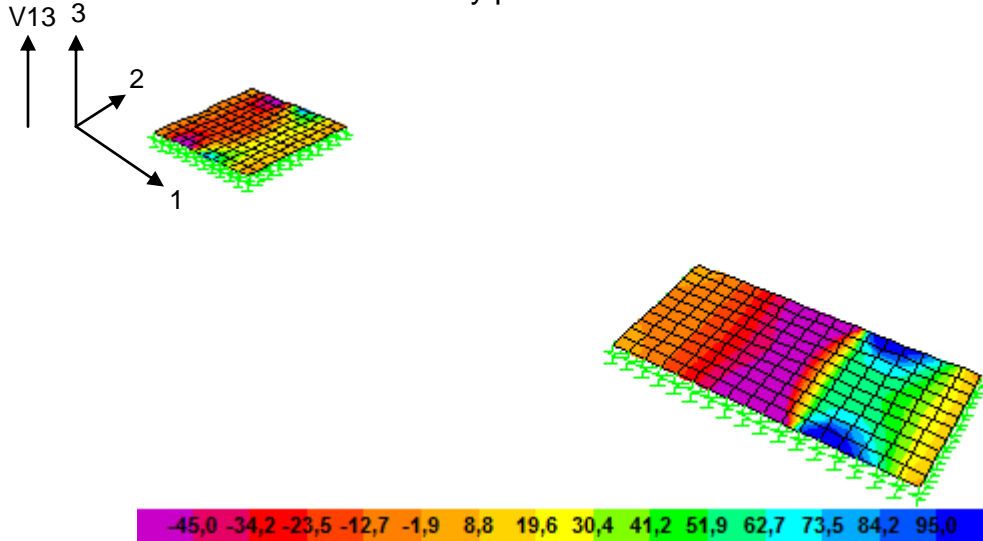


Figura 5.21: V13 envolvente máxima LRFD, ton/m
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 5.22 se muestran las zonas en donde la viga presenta los valores máximos y mínimos de los esfuerzos internos. Los esfuerzos en cada una de estas zonas, se deben obtener a través de sections cuts. En la Figura 5.22 se muestra en una línea de color rojo la sección en donde la viga presenta el valor máximo del momento M2 y en líneas de color verde en donde la viga presenta el valor mínimo del momento M2.

El muro lado valle se diseña como una columna por lo que se necesitan los esfuerzos en la parte superior de este elemento, es decir, en la zona que se muestra con azul en la Figura 5.23.

En la Figura 5.24 se muestran las zonas en donde el muro lado cerro presenta los valores máximos y mínimos de los esfuerzos internos. Los esfuerzos en cada una de estas zonas, se deben obtener a través de sections cuts. En la Figura 5.24 se muestra en una línea de color celeste la sección en donde el muro presenta el valor máximo del momento M2 y en líneas de color morado en donde el muro presenta el valor mínimo del momento M2.

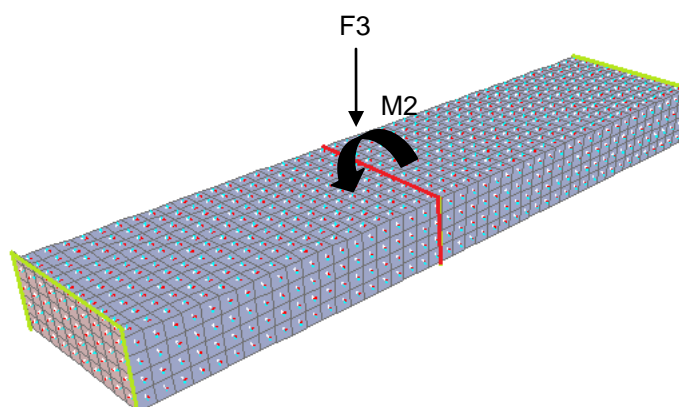


Figura 5.22: Sections cuts en la viga.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

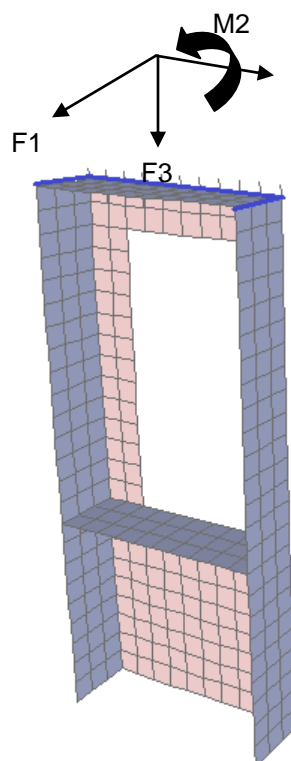


Figura 5.23: Sections cuts en muro lado valle.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

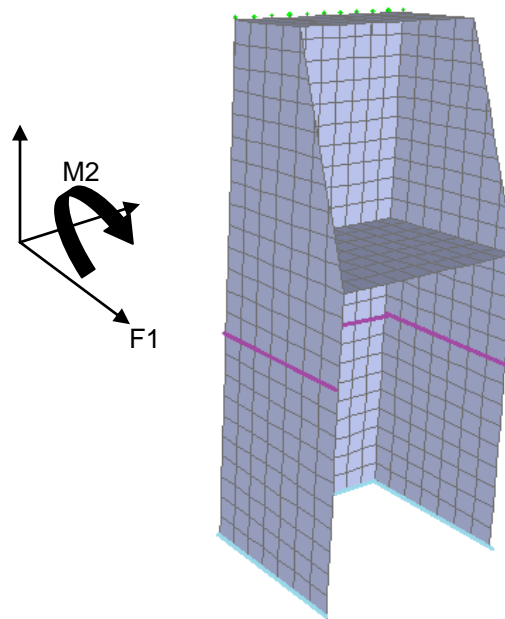


Figura 5.24: Sections cuts en muro lado cerro.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]
En la

Tabla 5.3 se muestran los esfuerzos obtenidos de los section cut, los nombres de los section cut están sombreados de acuerdo al color correspondiente señalado en las Figuras 5.22, 5.23 y 5.24. En esta tabla las fuerzas se encuentran en tonf y los momentos en tonf*m. Para la Viga se tiene que el máximo momento en el vano es $M2 = 251,09$ tonf*m y en los apoyos es de $M2 = 13,3$ tonf*m. Para el muro lado valle, el cual se diseña como una columna, la fuerza axial es $F3 = 63,7$ tonf, la fuerza de corte es $F1 = 1,6$ tonf y el momento es $M2 = 15,5$ tonf*m. Para el muro lado cerro el momento en el centro es de $M2 = 122,79$ tonf*m y el corte es de $F1 = 54,11$ tonf, en la base el momento es $M2 = 274,5$ tonf*m y el corte es $F1 = 95,2$ tonf.

Tabla 5.3: Section cut (caso cobertizo prefabricado).

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	Text	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
base_muro_cerro	Envolvente LRFD	Max	95,20	0,00	644,28	41,08	274,50
base_muro_cerro	Envolvente LRFD	Min	-20,48	-10,18	413,06	0,00	-62,29
Muro_Valle_Columna	Envolvente LRFD	Max	-1,62	0,14	-63,73	0,21	15,49
Muro_Valle_Columna	Envolvente LRFD	Min	-9,70	-6,01	-118,48	-4,77	6,93
muro_cont_cerro	Envolvente LRFD	Max	54,11	0,00	475,49	19,56	122,80
muro_cont_cerro	Envolvente LRFD	Min	-18,06	-7,76	304,55	0,00	-1,34
viga_vano	Envolvente LRFD	Max	-5,12	0,07	-4,48	0,23	-251,09
viga_vano	Envolvente LRFD	Min	-18,69	0,00	-8,06	0,00	-435,86
Viga_Apoyo_valle	Envolvente LRFD	Max	18,68	0,00	185,62	0,00	-2,76
Viga_Apoyo_valle	Envolvente LRFD	Min	4,23	-3,94	104,85	-0,09	-13,35
Viga_Apoyo_cerro	Envolvente LRFD	Max	-5,12	0,00	193,13	0,27	10,46
Viga_Apoyo_cerro	Envolvente LRFD	Min	-22,80	-4,04	112,58	0,00	0,12

[Fuente: Software SAP2000©, 2011]

5.3.4 Verificación de Elementos Estructurales

5.3.4.1 Estabilidad Fundaciones

Los factores de seguridad para el deslizamiento y el volcamiento son los que se muestran a continuación. Estos factores incluyen la fuerza de deslizamiento y momento de volcamiento que genera la avalancha sobre ellos. El detalle del cálculo se encuentra en el Anexo C.2.

$$F.S.D = \frac{F_{resist}}{F_{des}} = \frac{46,91}{24,91} = 1,88 > 1,5 \rightarrow O.k$$

$$F.S.V = \frac{M_{resist}}{M_{vol}} = \frac{134,83}{74,75} = 1,8 > 1,5 \rightarrow O.k$$

5.3.4.2 Porcentaje de Compresión de la Fundación

En la Figura 5.25 se muestra la estabilidad de la fundación que se encuentra hacia el lado del valle. Acá se muestra que la fundación se encuentra 100% comprimida (todas las flechas apuntan hacia arriba) para el caso de la combinación más desfavorable, que en este caso es U9 ASD (ver punto 3.3.3.2). Para esta fundación la zona menos comprimida tiene una presión de contacto de $0,27 \text{ ton/m}^2$, dichas presiones se encuentran en las esquinas derechas viendo de frente la figura. La mayor presión de contacto que presenta esta fundación con el suelo es de $1,99 \text{ ton/m}^2$.

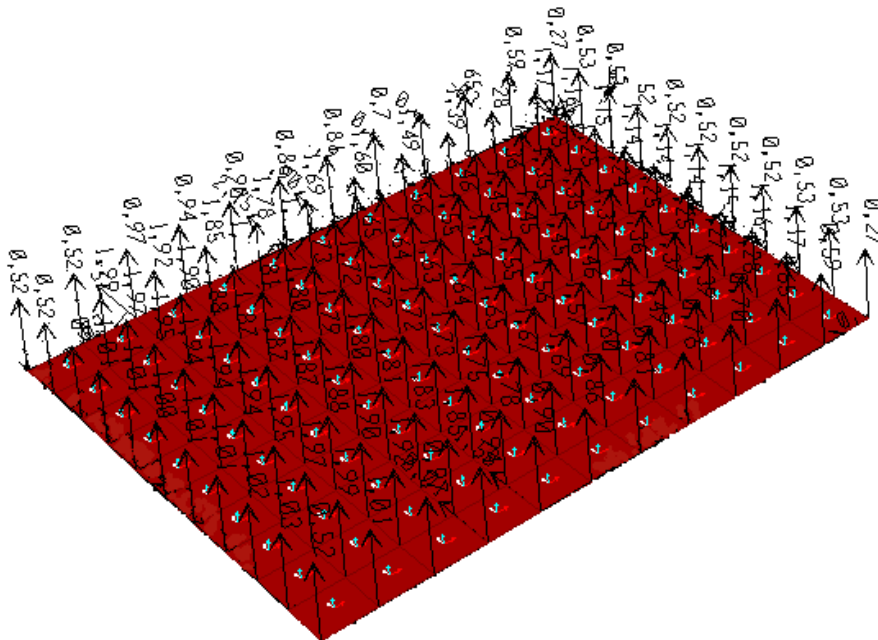


Figura 5.25: Presiones de contacto [ton/m^2] para la combinación U9 ASD en la Fundación lado valle.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 5.26 se muestra la estabilidad de la fundación que se encuentra hacia el lado del cerro. Acá se muestra que la fundación se encuentra 100% comprimida (todas las flechas apuntan hacia arriba) para el caso más desfavorable, que en este caso es U9 ASD (ver punto 3.3.3.2). Para esta fundación la zona menos comprimida tiene una presión de contacto de $0,36 \text{ ton/m}^2$, dichas presiones se encuentran en las esquinas superior y derecha viendo de frente la figura. La mayor presión de contacto que presenta esta fundación con el suelo es de $2,13 \text{ ton/m}^2$.

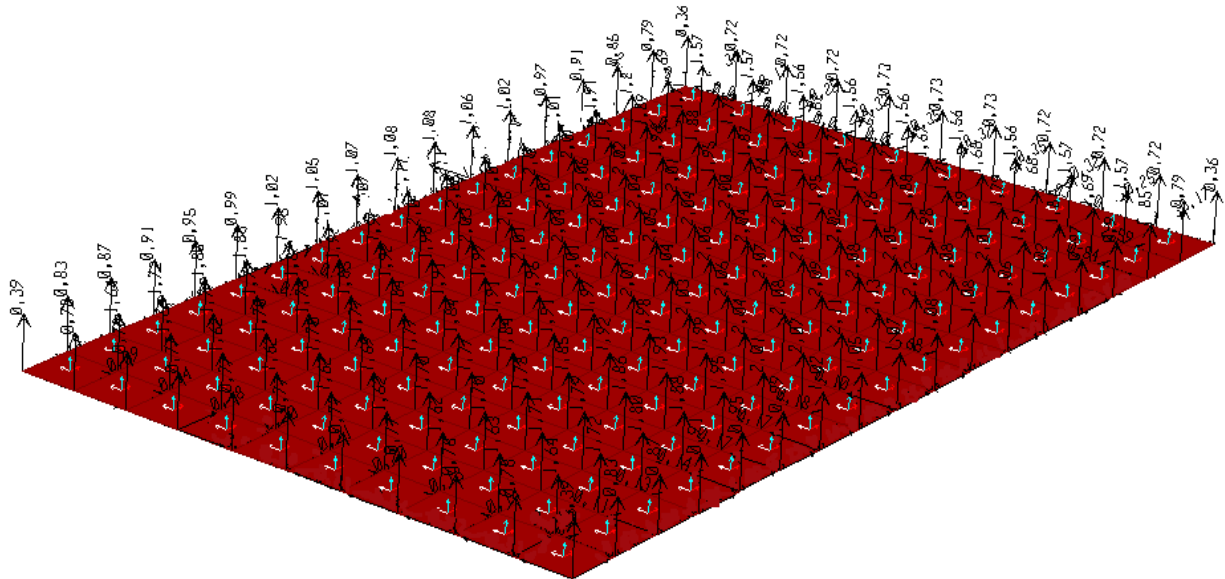


Figura 5.26: Presiones de contacto [ton/m²] para la combinación U9 ASD en la fundación lado cerro.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

5.3.4.3 Tensiones en el Sello de Fundación

A lo largo de las fundaciones, se producen asentamientos diferenciales. A través del Software SAP2000®, se pueden obtener la máxima y mínima deformación de las fundaciones debidas a las diferencias de asentamiento, al calcular la diferencia entre éstas, se obtiene la deformación que se genera en la fundación.

De acuerdo a los Criterios de Diseño Estructurales de Codelco DCC2008-VCP.GI-CRTES02-0000-0001-0 (2008), la deformación admisible en la fundación es $L/300$, por lo tanto, para la fundación lado valle, su deformación admisible es $220/300 = 0,73$ cm y del software se obtiene que el máximo asentamiento diferencial es $\Delta = 1,8$ mm, es decir, no se generan daños en la estructura debidos al asentamiento diferenciado. Por otra parte para la fundación lado cerro, su deformación admisible es $340/300 = 1,13$ cm y del software se obtiene que el máximo asentamiento diferencial es $\Delta = 2,4$ mm, es decir, no se generan daños en la estructura debidos al asentamiento diferenciado.

➤ Caso Estático

Para el caso estático la combinación que controla el diseño es la U10 ASD (ver punto 3.3.3.2).

- Fundación lado valle

Del software SAP2000®, se obtiene la máxima deformación de la fundación, tal como se muestra en la Figura 5.27, esta deformación se genera en una de sus esquinas. En dicha figura se muestran en un recuadro blanco los desplazamientos de la esquina inferior, los desplazamientos U1(a la derecha de la hoja) y U2 (entrando a la hoja) son cero y el desplazamiento U3 es de 1,26 cm (bajando por la hoja).

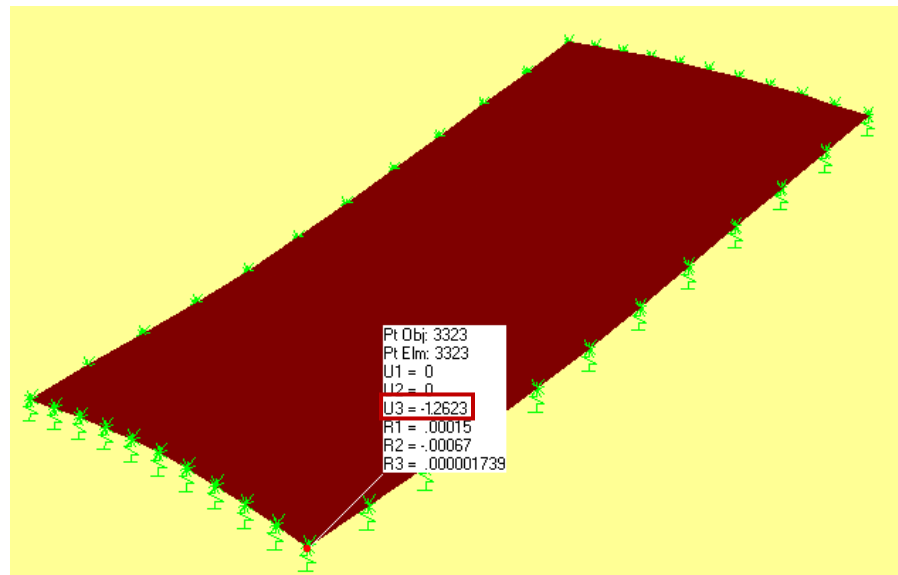


Figura 5.27: Deformación máxima fundación lado valle caso estático (caso cobertizo prefabricado), unidades en cm.

[Fuente: Elaboración propia, 2011]

Del análisis se obtuvo que la deformación máxima obtenida para la combinación más desfavorable (U10, ver punto 3.3.3.2) es 1,26 cm.

$$k_{est} = 1,53 \text{ kg/cm}^3$$

$$\sigma_{est} = \Delta_{est} \cdot k_{est} = 1,93 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm-est} = 3 \text{ kg/cm}^2$$

- Fundación lado cerro

Del software SAP2000®, se obtiene la máxima deformación de la fundación, tal como se muestra en la Figura 5.28, esta deformación se genera en una de sus esquinas. En dicha figura se muestran en un recuadro blanco los desplazamientos de la esquina inferior, los desplazamientos U1(a la derecha de la hoja) y U2 (entrando a la hoja) son cero y el desplazamiento U3 es de 1,21 cm (bajando por la hoja).

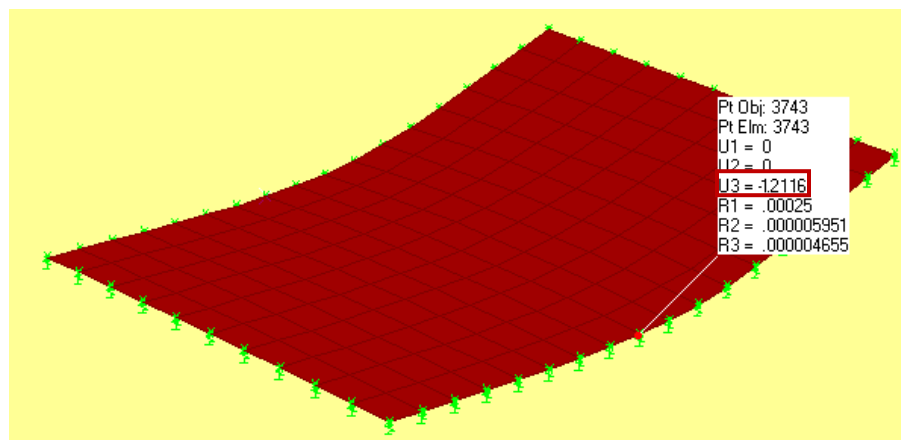


Figura 5.28: Deformación máxima fundación lado cerro caso estático (caso cobertizo prefabricado), unidades en cm.

[Fuente: Elaboración propia, 2011]

Del análisis se obtuvo que la deformación máxima obtenida para la combinación más desfavorable (U10, ver punto 3.3.3.2) es 1,21 cm.

$$k_{est} = 1,34 \text{ kg/cm}^3$$

$$\sigma_{est} = \Delta_{est} \cdot k_{est} = 1,62 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm-est} = 3 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Caso Sísmico

Para el caso sísmico la combinación que controla el diseño es la U9 ASD (ver punto 3.3.3.2).

- Fundación lado valle

Del software SAP2000©, se obtiene la máxima deformación de la fundación, tal como se muestra en la Figura 5.29, esta deformación se genera en una de sus esquinas. En dicha figura se muestran en un recuadro blanco los desplazamientos de la esquina inferior, los desplazamientos U1(a la derecha de la hoja) y U2 (entrando a la hoja) son cero y el desplazamiento U3 es de 1,57 cm (bajando por la hoja).

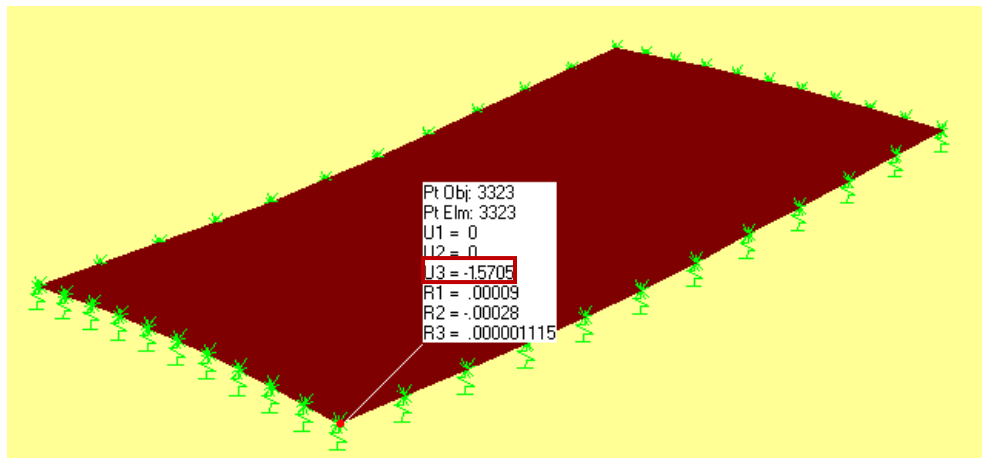


Figura 5.29: Deformación máxima fundación lado valle caso sísmico (caso cobertizo prefabricado), unidades en cm.

[Fuente: Elaboración propia, 2011]

Del análisis se obtuvo que la deformación máxima obtenida para la combinación más desfavorable (U9, ver punto 3.3.3.2) es 1,57 cm.

$$k_{sis} = 2,29 \frac{kg}{cm^3}$$

$$\sigma_{sis} = \Delta_{sis} \cdot k_{sis} = 3,6 \frac{kg}{cm^2} < \sigma_{adm-sis} = 4,5 \frac{kg}{cm^2}$$

- Fundación lado cerro

Del software SAP2000®, se obtiene la máxima deformación de la fundación, tal como se muestra en la Figura 5.30, esta deformación se genera en una de sus esquinas. En dicha figura se muestran en un recuadro blanco los desplazamientos de la esquina inferior, los desplazamientos U1(a la derecha de la hoja) y U2 (entrando a la hoja) son cero y el desplazamiento U3 es de 1,67 cm (bajando por la hoja).

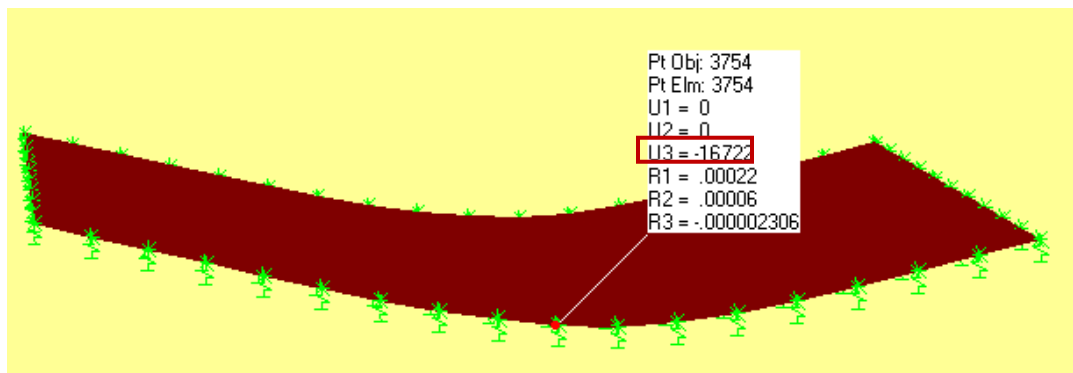


Figura 5.30: Deformación máxima fundación lado cerro caso sísmico (caso cobertizo prefabricado), unidades en cm.

[Fuente: Elaboración propia, 2011]

Del análisis se obtuvo que la deformación máxima obtenida para la combinación más desfavorable (U9, ver punto 3.3.3.2) es 1,67 cm.

$$k_{sis} = 2,04 \text{ kg/cm}^3$$

$$\sigma_{sis} = \Delta_{sis} \cdot k_{sis} = 3,41 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm-sis} = 4,5 \text{ kg/cm}^2$$

5.3.5 Diseño Estructural

5.3.5.1 Fundación Lado Valle

El detalle del diseño estructural se encuentra en el Anexo D.1.

En la Figura 5.31 se muestran los resultados del diseño estructural de la fundación ubicada hacia el lado del valle.

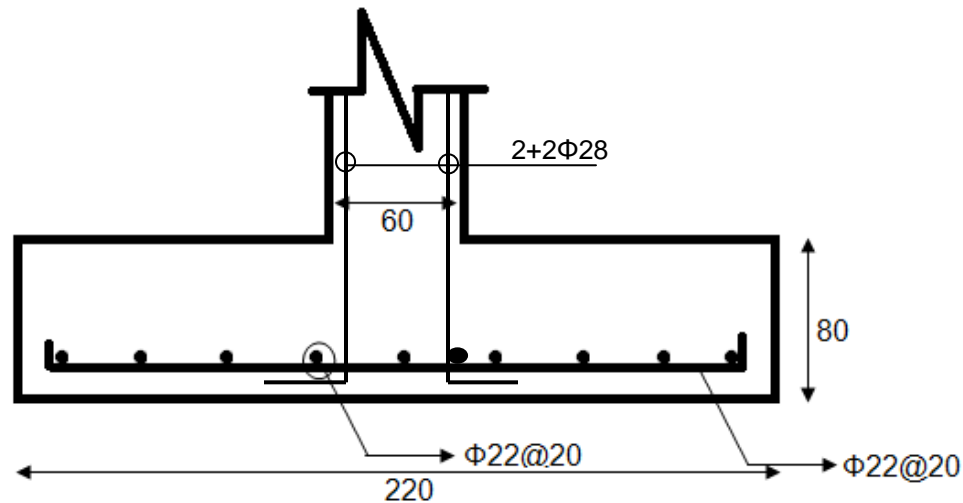


Figura 5.31: Disposición de la armadura, fundación lado valle.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

5.3.5.2 Fundación Lado Cerro

El detalle del diseño estructural se encuentra en el Anexo D.2.

En la Figura 5.32 se muestran los resultados del diseño estructural de la fundación ubicada hacia el lado del cerro.

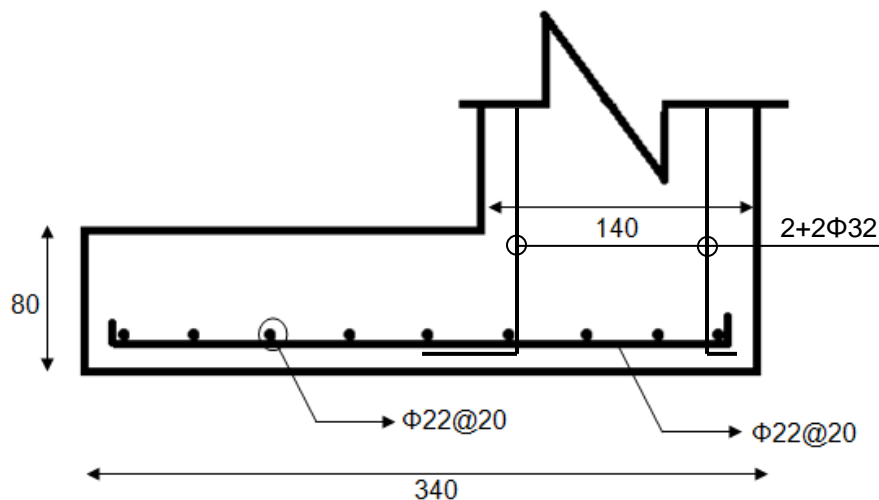


Figura 5.32: Disposición de la armadura, fundación lado cerro.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

5.3.5.3 Viga Pretensada

➤ Deformaciones

La viga se encuentra simplemente apoyada en ambos extremos. Las deformaciones indicadas a continuación son para el punto medio de la luz libre.

- Deformaciones instantáneas
 - Debida al peso propio
 $f_{i1} = 0,05 \text{ cm}$
 - Debida al peso propio + losa
 $f_{i2} = 0,07 \text{ cm}$
 - Debida al peso propio + losa + relleno
 $f_{i3} = 0,35 \text{ cm}$
 - Debida al peso propio + losa + relleno + avalancha
 $f_{i4} = 0,66 \text{ cm}$
 - Debida al pretensado
 $f_{i5} = - 0,11 \text{ cm}$
 - Flecha final
 $\Delta i = 0,55 \text{ cm}$

- Deformaciones diferidas

$$f_d = 0,94 \text{ cm}$$

- Deformación Total

$$f_T = 0,55 + 0,94 = 1,49 \text{ cm}$$

- Deformaciones admisibles

De acuerdo a los criterios de diseño estructurales de Codelco, la deformación admisible de una viga es:

$$f_a = \frac{L}{300} = 3,00 \text{ cm} > 1,49 \text{ cm} \quad O.k$$

- Cables de Pretensado

En la Figura 5.33, se muestra la disposición de los cables de pretensado. El detalle del cálculo se encuentra en el Anexo D.5.

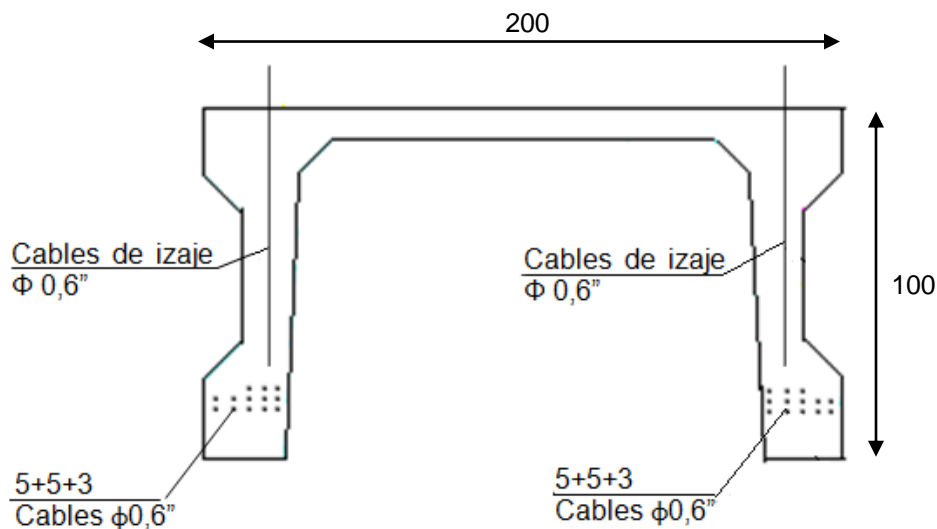


Figura 5.33: Armadura de pretensado.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

- Armadura Pasiva

En la Figura 5.34 se muestra la disposición de la armadura pasiva. El detalle del diseño de encuentra en el Anexo D.5.

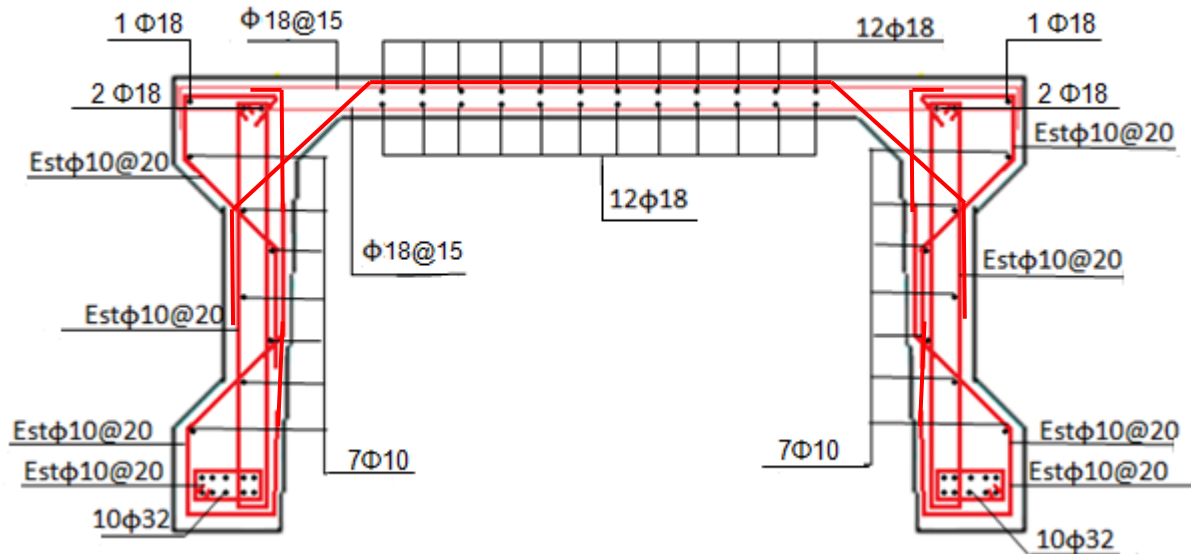


Figura 5.34: Armadura pasiva.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

5.3.5.4 Muro Lado Valle

En las siguientes Figuras se muestra el diseño estructural del Muro lado Valle. El detalle del cálculo se encuentra en el Anexo D.3.

En la Figura 5.35 se muestra la elevación del muro que se encuentra hacia el lado del valle. En la Figura 5.36 se muestra la armadura para la sección A-A y en la Figura 5.37 se muestra la armadura para la sección B-B.

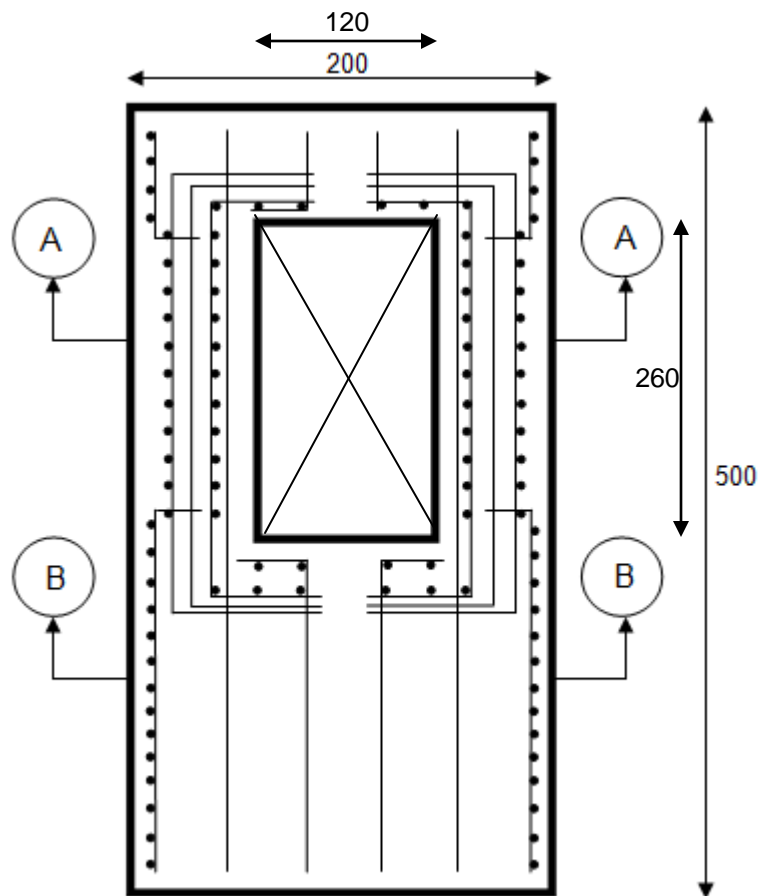


Figura 5.35: Elevación muro valle.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

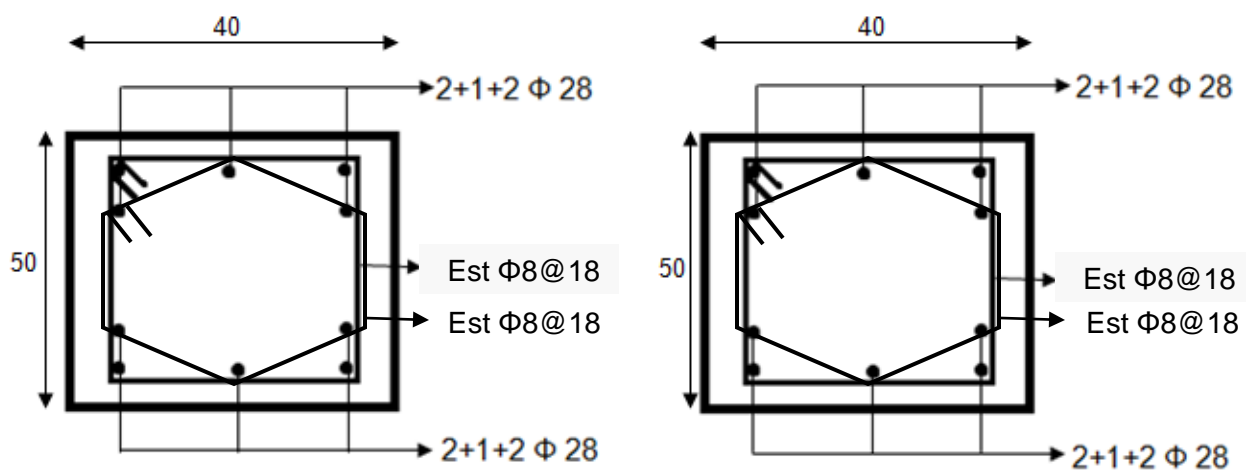


Figura 5.36: Sección A-A.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

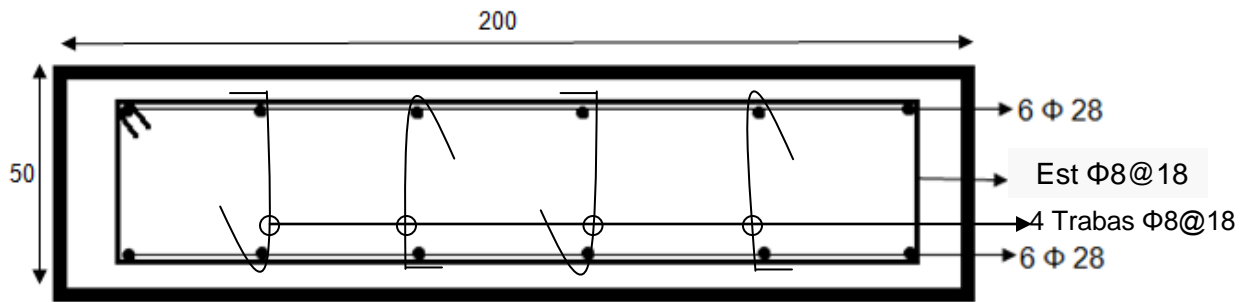


Figura 5.37: Sección B-B.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 5.38 se muestra una vista 3D del muro que se encuentra hacia el lado del valle. En la Figura 5.39 se muestra la armadura para la sección C-C, la cual corresponde a los contrafuertes de dicho muro.

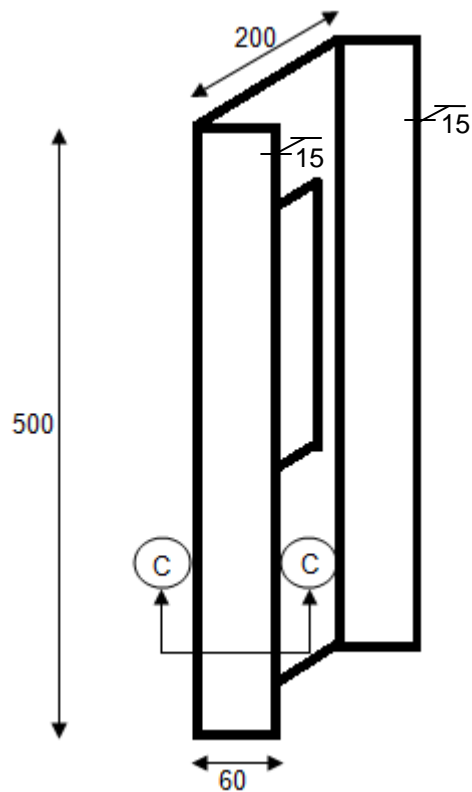


Figura 5.38: Vista 3D muro lado valle.
[Fuente: Elaboración Propia, 2011]

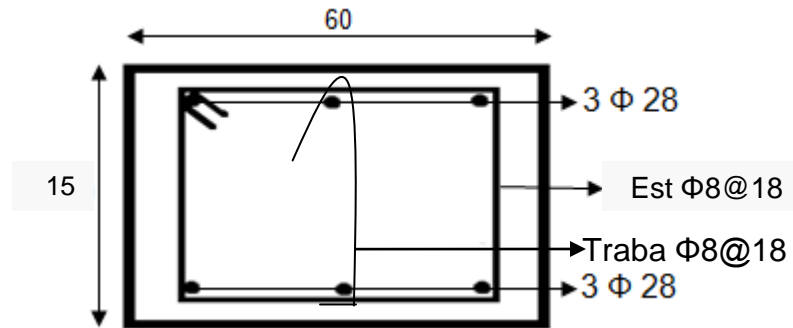


Figura 5.39: Sección C-C.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 5.40 se muestra la disposición de los cables de izaje para el muro que se encuentra hacia el lado del valle. En esta figura se señala que cada muro de este tipo tendrá en total diez (10) cables de izaje de $\Phi 0,6''$. Ocho (8) de estos cables serán para izar el muro en posición horizontal y el resto de los cables serán para izar el muro en su posición vertical.

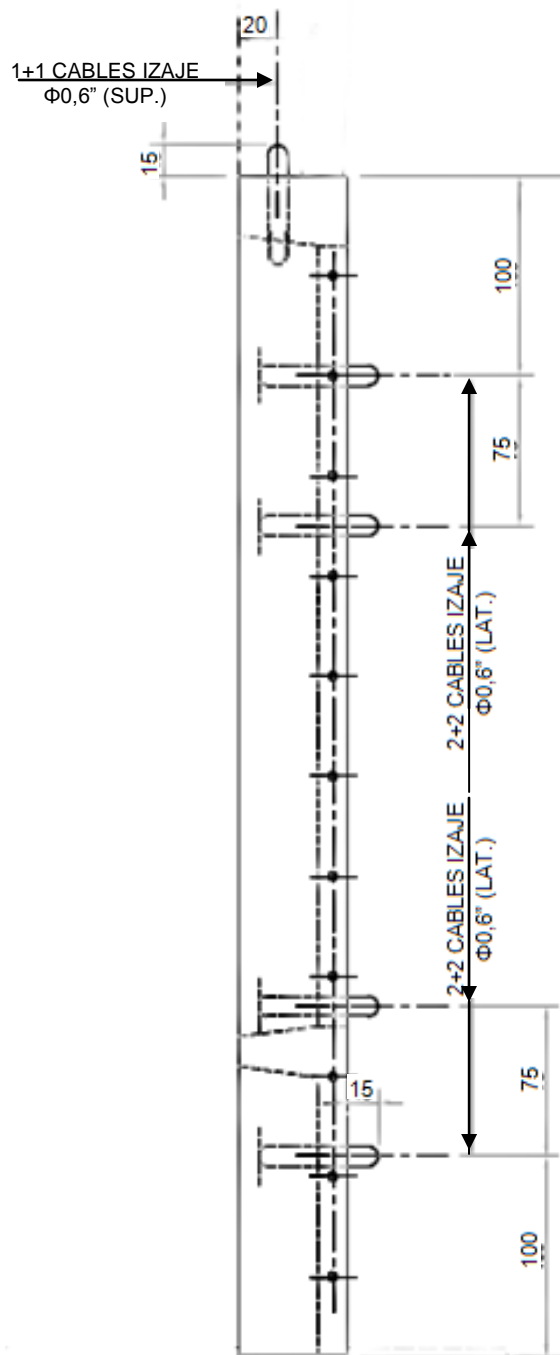


Figura 5.40: Cables de izaje muro lado valle.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

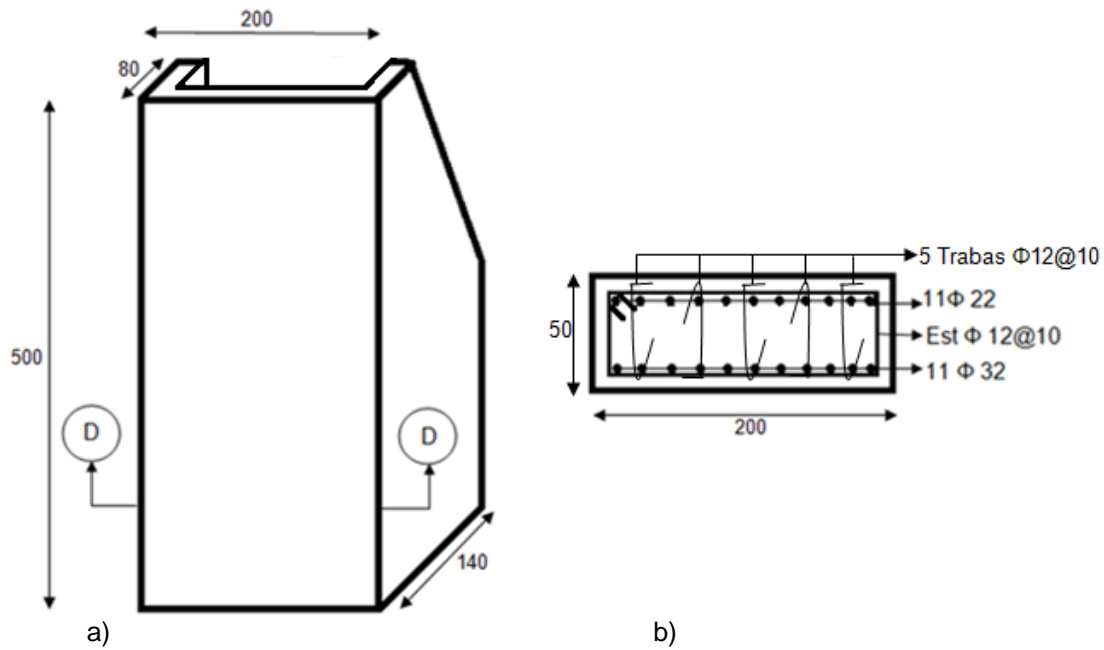


Figura 5.42: a) Vista frontal muro cerro. b) Sección D-D.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

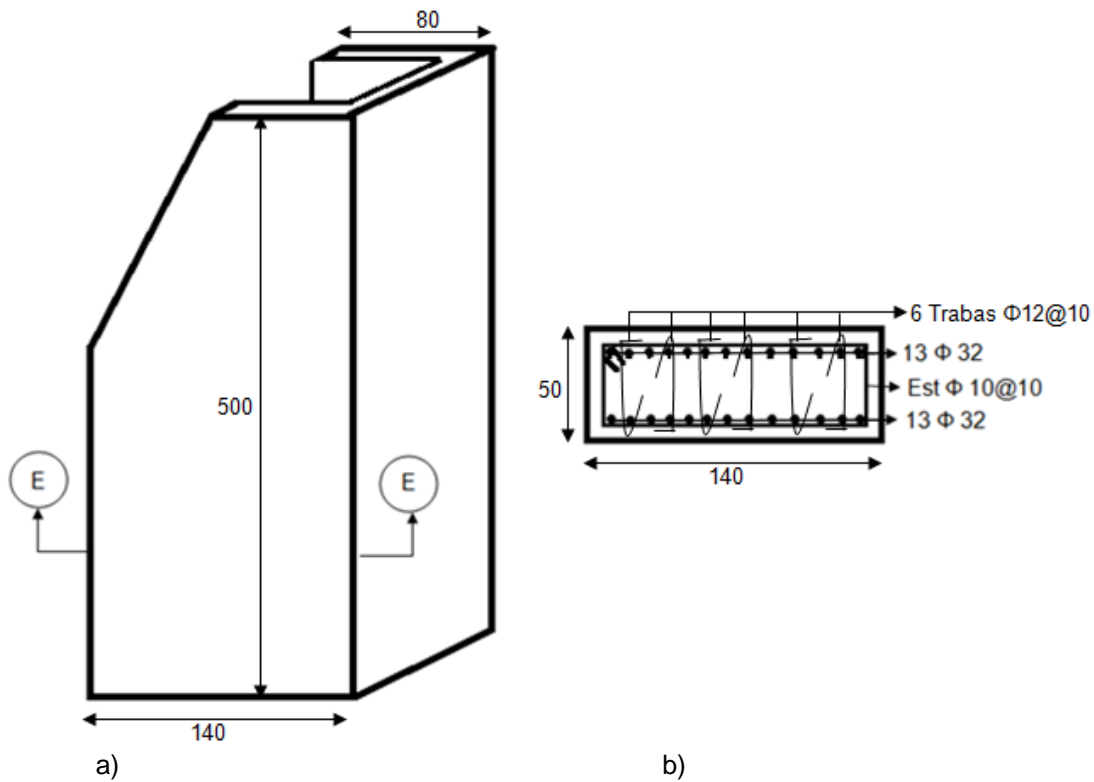


Figura 5.43: a) Vista lateral muro cerro. b) Sección E-E.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 5.44 se muestra la disposición de los cables de izaje para el muro que se encuentra hacia el lado del cerro. En esta figura se señala que cada muro de este tipo tendrá en total diez (10) cables de izaje de $\Phi 0,6''$. Ocho (8) de estos cables serán para izar el muro en posición horizontal y el resto de los cables serán para izar el muro en su posición vertical.

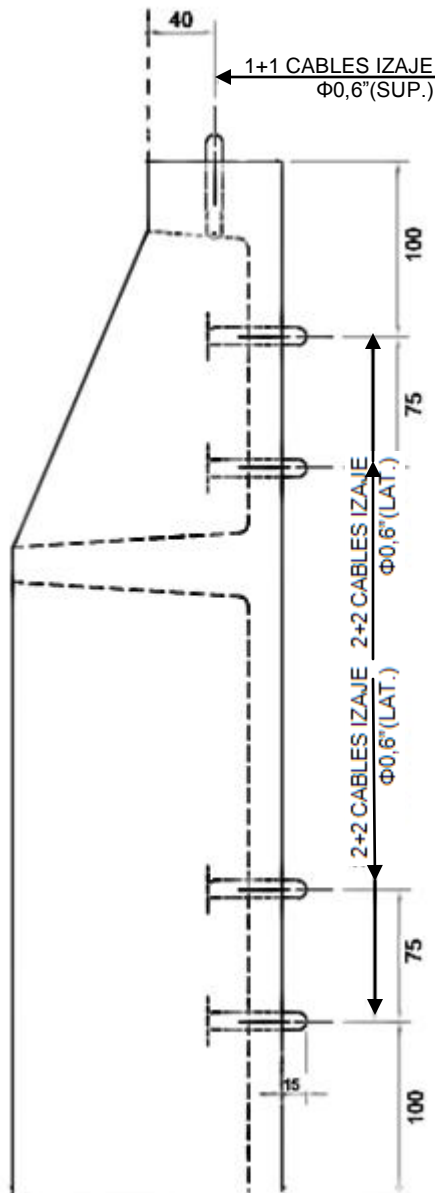


Figura 5.44: Cables de izaje muro lado cerro.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 5.45 se muestra la conexión entre la viga pretensada y el muro que se encuentra hacia el lado del cerro. Aquí se muestra en color azul la armadura que proviene desde el muro prefabricado, dicha armadura se dobla de tal manera que quede por sobre la viga pretensada, una vez que la armadura tenga esta posición se realizará el hormigonado.

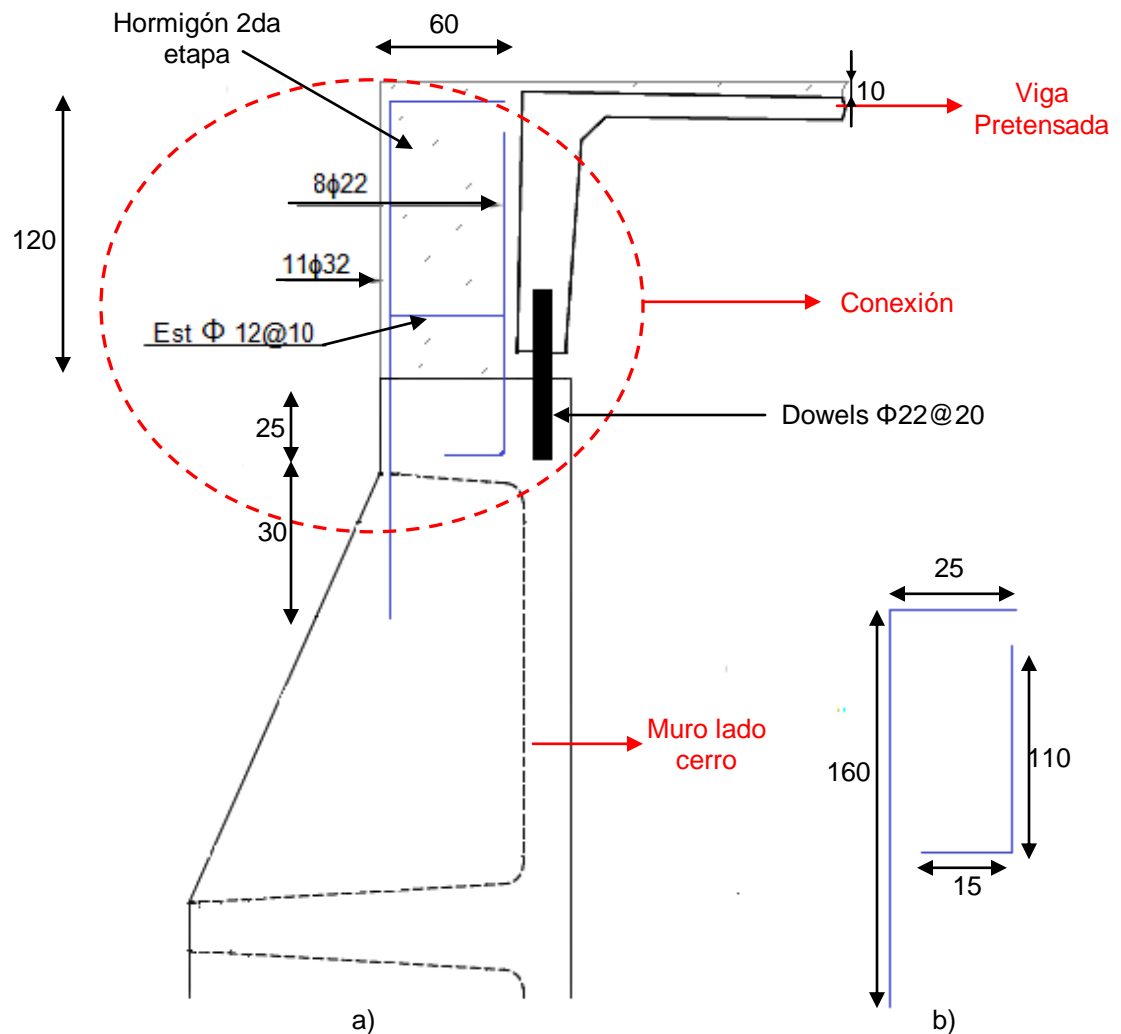


Figura 5.45: a) Unión entre la viga y el muro lado cerro. b) Dimensiones armadura.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

5.4 Análisis de Costos y Plazos Caso Cobertizos Prefabricados

5.4.1 Cubicaciones

El detalle de la cubicación se encuentra en el Anexo E. El resumen de las cubicaciones se muestra de la Tabla 5.4 a la 5.8. Como resumen, en estas tablas se informa que se necesitarán 345 elementos prefabricados, 1.645 m³ de hormigón in situ y 145.878 kg de armadura. En cuanto al movimiento de tierra, se tiene que habrá alrededor de 1.472 m³ de excavación, 313 m³ de relleno compactado y 9.775 m³ de relleno suelto.

Tabla 5.4: Cubicación piezas prefabricadas (caso elementos prefabricados).

Piezas Prefabricadas	
PIEZA	Cantidad [un]
Viga Pretensada	115
Muro de Contención (Lado Valle)	115
Muro de Contención (Lado Cerro)	115
Total	345

Fuente: Elaboración propia, 2011.

Tabla 5.5: Cubicación hormigón in situ (caso elementos prefabricados).

Hormigón Segunda Etapa		
Ítem	Volumen [m3]	Armadura [kg]
Losa	230	17.250
Conexiones valle	97,2	9.718
Conexiones cerro	158,7	15.870
Fundación valle	404,8	40.480
Fundación cerro	625,6	62.560
Emplantillado valle	50,6	
Emplantillado cerro	78,2	
Total	1.645	145.878

Fuente: Elaboración propia, 2011.

Tabla 5.6: Cubicación excavación (caso elementos prefabricados).

Excavación		
Área de Corte [m ²]	Longitud [m]	Volumen [m ³]
6,4	230	1.472

Fuente: Elaboración propia, 2011.

Tabla 5.7: Cubicación relleno compactado (caso elementos prefabricados).

Relleno compactado			
	Área de Corte [m ²]	Longitud [m]	Volumen [m ³]
Total	1,36	230	313

Fuente: Elaboración propia, 2011.

Tabla 5.8: Cubicación relleno suelto (caso elementos prefabricados).

Relleno		
Área de Relleno [m ²]	Longitud [m]	Volumen [m ³]
42,5	230	9.775

Fuente: Elaboración propia, 2011.

5.4.2 Costos

En las Tablas 5.9 y 5.10 se muestran los costos directos e indirectos. Aquí se ve que el costo por metro lineal de cobertizo es 609 UF/ml, y el costo para los 230 metros de cobertizo es UF140.069.

Debido a que el proyecto “Cobertizos en hormigón prefabricado” se realiza para el caso específico de la División Andina, el costo de este proyecto se calculará a través de un análisis de precios unitarios hecho para el Proyecto Nueva Andina Fase 2 (PNAF2). Dicho análisis de precios unitarios fue elaborado el año 2011 para las condiciones que la mina presenta en esta fecha.

De la Tabla 5.9 se puede notar que los ítems que tienen mayor incidencia en el costo total son la fabricación de las piezas prefabricadas (incluyendo el transporte) con UF36.407 y el hormigonado de las fundaciones (incluyendo la armadura) con UF27.154

Tabla 5.9: Costos directos (caso elementos prefabricados).

Costos Directos								
Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad Neta	Factor Crecimiento	Cantidad	P.U (UF/Unidad)	P. Total UF	Observaciones
1.	Instalación de Faena						1.831	
1.1.	Instalación de Faena	Gl	1		1	1831,166	1.831	
2.	Fabricación						36.407	
2.1.	Viga Pretensada	Un	115		115	125,677	14.453	
2.2.	Muro de Contención (Lado Valle)	Un	115		115	57,430	6.604	
2.3.	Muro de Contención (Lado Cerro)	Un	115		115	120,234	13.827	
2.4	Transporte	ton* Km	665.275		665.275	0,002	1.523	Para 5.118 ton y 130 km (Considerando transporte desde la ciudad Santiago)
3.	Obra Gruesa						46.612	
3.1.	Enrocado sobre Cobertizo						5.094	
3.1.1.	Excavación Terreno Común	m ³	1.472	10%	1.620	0,163	265	
3.1.2.	Relleno Material Compactado	m ³	313	10%	345	0,549	189	
3.1.3.	Relleno Material	m ³	9.775	10%	10.753	0,409	4.394	
3.1.4	Selección de Material	m ³	9.775	10%	10.753	0,023	246	Material con menos del 3% de finos
3.2	Instalación Piezas Prefabricadas	Un	345		345	6,944	2.396	
3.3.	Hormigón en Segunda Etapa						39.122	
3.3.1.	Losa						11.968	
3.3.1.1.	Hormigón H35	m ³	486	10%	535	17,196	9.200	El costo del moldaje está considerado dentro del P.U del hormigón
3.3.1.2.	Acero de Refuerzo	kg	42.838	10%	47.122	0,059	2.768	
3.3.2.	Fundaciones						27.154	
3.3.2.1.	Emplantillado H10	m ³	129	10%	142	7,014	996	
3.3.2.2.	Acero de Refuerzo	kg	103.040	10%	113.344	0,059	6.658	
3.3.2.3.	Hormigón H35	m ³	1.030	10%	1.134	17,196	19.500	El costo del moldaje está considerado dentro del P.U del hormigón
TOTAL COSTO DIRECTO							84.850	

*Factor de crecimiento: Imprevistos que puedan surgir durante la construcción del proyecto.
Fuente: Elaboración propia, 2011.

Tabla 5.10: Costos indirectos, costos del dueño, contingencias y total presupuesto (caso elementos prefabricados).

Costos Indirectos			
Ítem	Descripción	%CD	Total CI
1.	Gastos Generales Contratista	50%	24.221
2.	Utilidades		
3.	Ingenierías (Conceptual, Básica, Detalles)		

Costos del Dueño			
1.	Administración V.P.	15%	12.727

CONTINGENCIAS	15%	18.270
---------------	-----	--------

TOTAL PRESUPUESTO	140.069
COSTO METRO LINEAL UF/ml	609

Fuente: Elaboración propia, 2011.

El costo total es para 230 metros de cobertizo. Estos valores son referenciales de los análisis de precios unitarios propios del PNAF2, y la UF promedio observado para el año 2011 es \$21.844.

La mano de obra está considerada dentro del P.U. En el precio unitario de la mano de obra está considerado el gasto remuneracional empresa (Isapres, seguros de cesantía, finiquito, etc.) pero no está considerado el gasto por servicio a las personas (alimentación, transporte, alojamiento, etc.), en esta oportunidad este gasto se deja fuera del alcance del proyecto.

Se deja fuera de alcance:

- Accesos.
- By pass.
- Remoción de pavimentos.
- Carpeta de rodadura.
- Proyecto eléctrico de iluminación.
- Proyecto de ventilación.
- Proyecto de aguas lluvias.

5.5 Constructibilidad Caso Elementos Prefabricados

5.5.1 Material de Relleno

El acopio de empréstito del cual se puede extraer el material de relleno, está ubicado en el sector de Lagunitas Km. 28, frente al edificio Caminos y Nieve, tal como se muestra en la Figura 5.46, este acopio se encuentra a 3 kilómetros de distancia de donde se ubicarán los cobertizos. El material se transportará en un camión tolva desde su punto de extracción hasta el punto de colocación. El camino de acceso a este acopio ya se encuentra hecho debido a que éste se ha utilizado en otras ocasiones.

El material de relleno debe ser permeable, es decir, debe contener menos del 3% de suelo fino, es por esto que se deberá hacer una selección de material. Esta selección se hace en el sector del acopio de empréstito y se realiza pasando el material a través de mallas de manera que se separe el material grueso del fino. Una vez alcanzado la cantidad admisible de material fino, se transporta el material por medio de un camión al lugar de la obra. El costo asociado en la selección de material se encuentra en el ítem 3.1.4 de la Tabla 5.9.

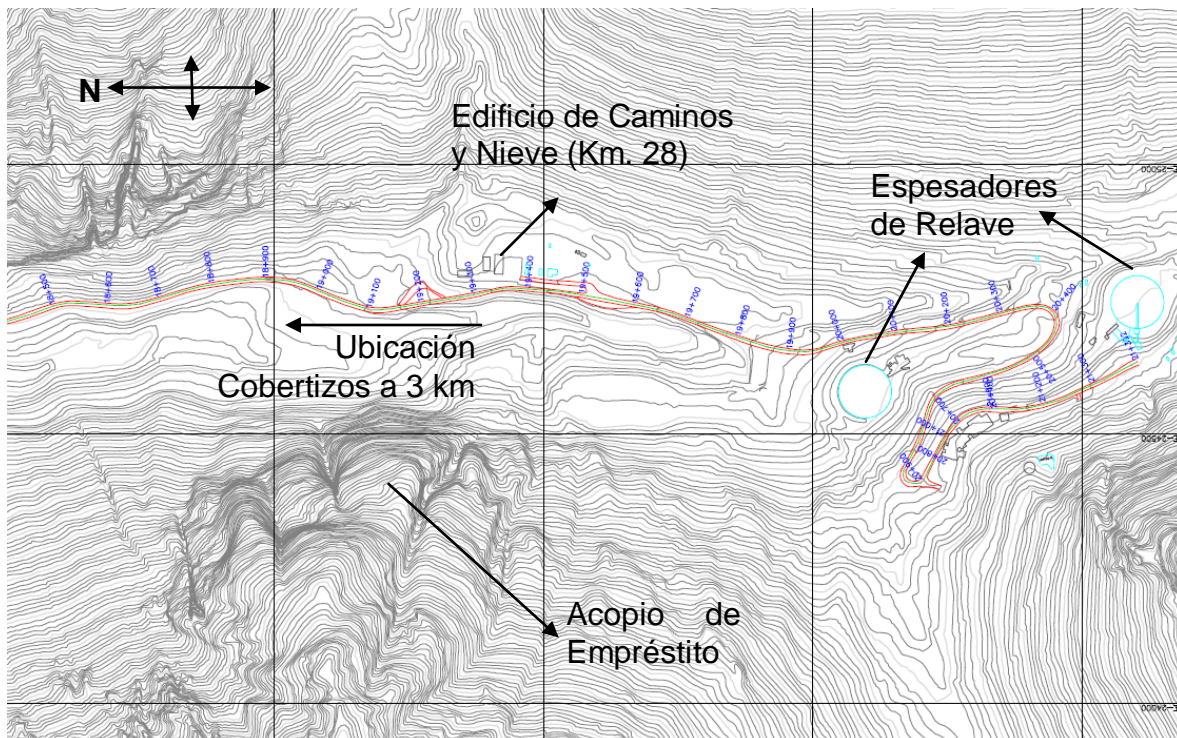


Figura 5.46: Ubicación del acopio de empréstito.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

5.5.2 Transporte Piezas Prefabricadas

En cuanto al transporte de las piezas prefabricadas, el camino es apto, no existen curvas cerradas o caminos angostos que impidan la subida de los elementos.

Las características del camino son:

- Ancho: 10 m más berma.
- Radio de curvatura mínimo: 15 m.
- Pendiente promedio: 2%.

Además existe registro de piezas prefabricadas de tamaños mayores (Figura 5.47), que se transportaron por el mismo camino y que llegaron a una distancia más lejana a la ubicación del cobertizo. Estas piezas fueron utilizadas para la construcción de una subestación GIS, ubicada algunos kilómetros más arriba de donde se ubicarán los cobertizos. Con estos antecedentes se respalda que el camino es apto para el transporte de las piezas.



Figura 5.47: Transporte de piezas prefabricadas para el montaje de la subestación GIS.
[Fuente: Registro Codelco, 2010]

Es importante señalar que los elementos prefabricados serán transportados desde Santiago y en la faena se irán dejando en el mismo camino Industrial en el sector justo antes de donde comenzará el cobertizo. Al momento del montaje, una grúa los llevará desde este lugar a su lugar de montaje. En este sector también existe el espacio suficiente para un By pass.

5.5.3 Secuencia Constructiva Caso Elementos Prefabricados

La secuencia de construcción es la siguiente:

- 1° Trazado.
- 2° Excavar a nivel de sello de excavación.
- 3° Emplantillar.
- 4° Poner armaduras fundaciones.
- 5° Montar piezas prefabricadas.
- 6° Poner alzaprimas a piezas prefabricadas.
- 7° Preparación de las juntas de hormigón.
- 8° Hormigonar fundaciones.
- 9° Rellenar (relleno compactado) a nivel de terreno.
- 10° Montar vigas pretensadas.
- 11° Poner moldaje losas.
- 12° Hormigonar losas.
- 13° Relleno estructural.

Para este estudio se toma en cuenta que el montaje de los cobertizos se realizará desde un solo frente. Además la ejecución de cada actividad debe realizarse de acuerdo a la especificación técnica de la División Andina de Codelco.

El primer punto a realizar es el trazado. Luego se debe excavar hasta llegar al nivel de sello de fundación, esta actividad es una de las más relevantes para el proyecto. Se debe dar un margen importante antes de empezar con la siguiente actividad, ya que, el tipo de suelo a excavar es roca.

Una vez alcanzado el nivel de sello de fundación se procede a colocar el moldaje de las fundaciones, una vez hecho esto se emplantilla. Cuando el hormigón del emplantillado esté duro, se colocan las armaduras de las fundaciones, acto seguido a esto se montan las piezas prefabricadas, este es otro hito importante ya que aquí se inician los trabajos con hormigón prefabricado y esta es una de las actividades más masivas en este proyecto.

Las piezas serán montadas con grúas y una vez que estén instaladas es importante estabilizarlas bien con las alzaprimas. Las alzaprimas se colocan una vez que los muros estén instalados y correctamente nivelados. El fin de poner las alzaprimas, es que los muros se mantengan en su posición correcta (bien aplomados). Se colocan 2 alzaprimas por el frente y 2 por detrás de cada pieza prefabricada, en la parte superior la alzaprima se engancha al cable de izaje del elemento y en la parte inferior se engancha en el suelo, tal como se muestra en la Figura 5.48.

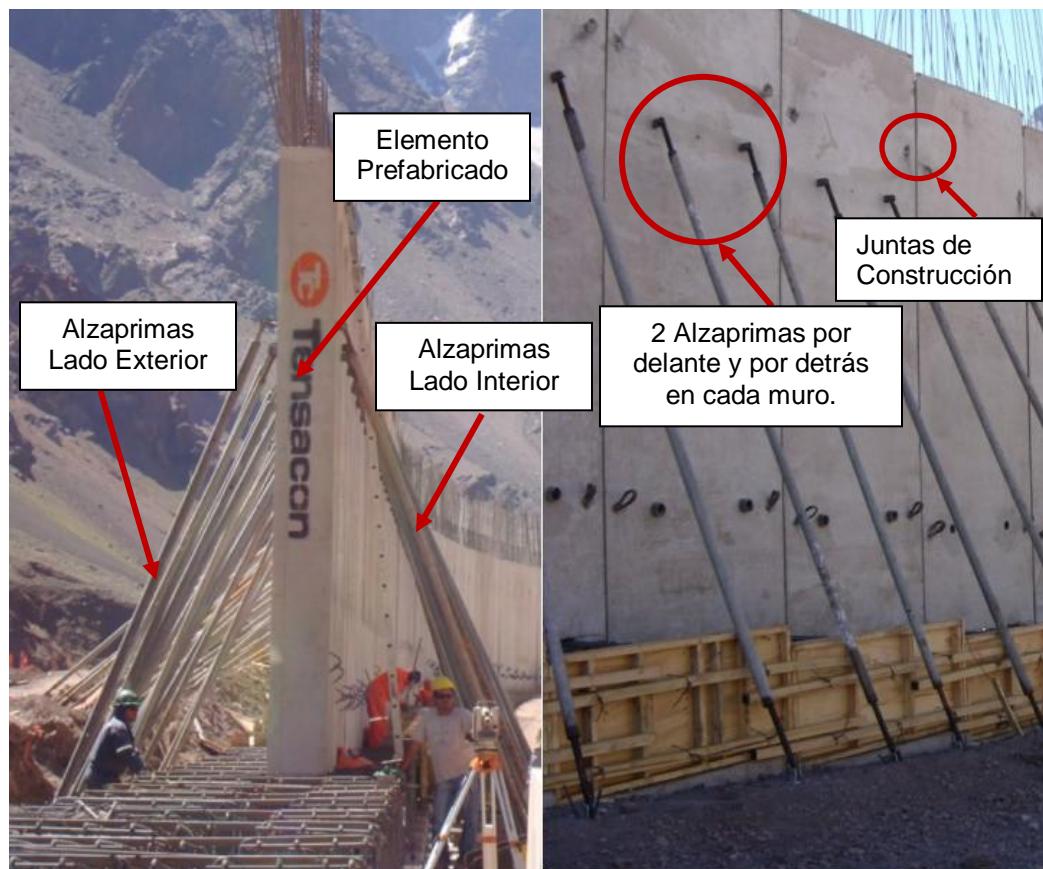


Figura 5.48: Postura de alzaprimas
[Fuente: OPH, 2010]

Al momento de montar las piezas, la armadura de estas queda entrelazada con la armadura de las fundaciones (las fundaciones no estarán hormigonadas al momento de montar las piezas). Después del montaje se realizará la preparación de las juntas de construcción y luego se realizará recién el hormigonado de las fundaciones. En la Figura 5.48 se puede apreciar como los elementos prefabricados están puestos sobre

la armadura de la fundación, luego de lograr la posición mostrada en esta Figura, se procede a hormigonar las fundaciones.

Luego para proveer mayor estabilidad a lo que se lleva construido, se procede a rellenar la zona de las fundaciones, con relleno estructural compactado.

Después de una semana, cuando el hormigón de las fundaciones alcance una resistencia adecuada, con una grúa se colocarán las vigas pretensadas, cada extremo de estas se colocan simplemente apoyados en los muros, a continuación se prosigue a hormigonar las conexiones y las losa.

En cuanto a la losa y las conexiones, el hormigonado en segunda etapa se realizará una vez que los muros estén estables y la viga esté correctamente instalada sobre los muros. El hormigonado de la losa y las conexiones se realizará con un camión bomba.

Finalmente se coloca el relleno estructural que protegerá la estructura del impacto de la avalancha o de posibles derrumbes que se puedan generar. Esta actividad también es relevante dentro del proyecto debido a la cantidad de relleno que se necesita (9.775m^3), y para que esta actividad se realice de acuerdo al programa es importante tener alrededor de 80m^3 de relleno diario.

Es importante señalar que durante la construcción de los cobertizos el tránsito vehicular no se verá afectado debido a que en el tramo del camino en estudio, existe el espacio necesario para hacer un by pass.

En el Anexo G se muestran fotografías del montaje del proyecto Rehabilitación de la Ruta 60Ch.

5.5.4 Equipos

Para este montaje se necesitará de:

- 1 Excavadora
- 1 – 2 Camiones mixer por día de hormigonado
- 1 Grúas
- 1 Placa compactadora
- 1 Vibrador
- 1 Camión Bomba
- Camiones Tolva

5.5.5 Grúa

En la Figura 5.49 se muestra un croquis del camino industrial en donde se indica el ancho que tendrá el camino y las medidas de la grúa, aquí se muestra claramente que las dimensiones de la grúa no impiden el montaje del cobertizo.

Para el montaje de los elementos prefabricados se utilizará 1 grúa RT650E, con una capacidad de 50 toneladas cortas. La Viga pretensada pesa 19,8 ton. El Muro lado cerro y el Muro valle pesan 16,8 ton y 8 ton respectivamente. Las piezas prefabricadas se instalarán de la siguiente forma, los muros se irán montando uno en el cerro y uno en el valle, así sucesivamente hasta montarlos todos, finalmente una vez que estén todos los muros montados, se montarán las vigas.

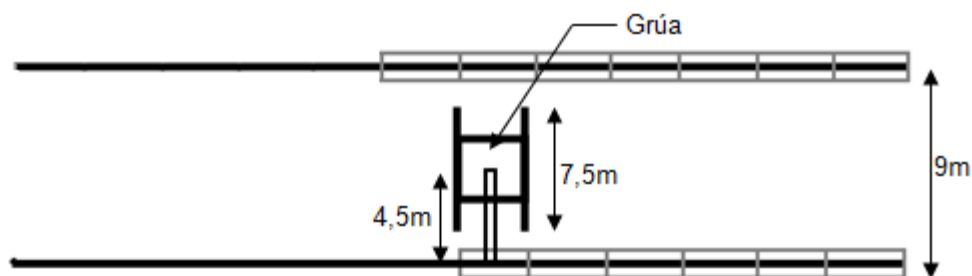


Figura 5.49: Disposición en planta de la grúa.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

5.5.6 Carta Gantt Equipos

En las Tablas 5.11 y 5.12 se muestra la cantidad de meses que se ocupará cada equipo.

Tabla 5.11: Carta gantt equipos mayores.

Equipos Mayores		Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr
1	Grúa	1	1	1	1	1	1	1
2	Excavadora		1	1	1	1	1	
3	Camión Mixer			1	2	2	1	
4	Camión Bomba				1	1	1	1
5	Camión Tolva			1	1	1	1	1

Fuente: Elaboración propia, 2011

Tabla 5.12: Carta gantt equipos menores.

Equipos Menores		Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr
1	Moldajes (m ²)			150	150	150	150	
2	Andamios			2	2	2	2	2
3	Vibrador			1	1	1	1	1
4	Placa Compactadora			1	1	1	1	

Fuente: Elaboración propia, 2011

5.5.7 Programa de Trabajo

El programa de trabajo se muestra en la Figura 5.50, en donde se deja el trabajo de instalación de faenas en el mes de Octubre, y la obra gruesa comienza con la excavación en el mes de Noviembre. Del programa se ve que la construcción de los 230m de cobertizo se realiza en 6 meses, sin contar la instalación de faenas. Cabe destacar que la remoción de pavimentos, la pavimentación del camino, la iluminación, ventilación y desagüe están fuera del alcance de este estudio y se dejan para que se consideren en estudios posteriores. La duración de estas actividades es importante, debido a que esta duración definirá la fecha de la puesta en marcha para el uso del proyecto.

Debido a que el proyecto “Cobertizos en hormigón prefabricado” se realiza para el caso específico de la División Andina, el tiempo de construcción de este proyecto se calculará a través de los rendimientos hechos para el PNAF2. Dichos rendimientos fueron elaborados el año 2011 para las condiciones que la mina presenta en esta fecha.

Para la elaboración de la carta Gantt se consideró un turno de trabajo de 9 horas diarias de lunes a viernes.

El inicio y el fin de las faenas que se muestra en la programación también se rigen a las especificaciones de la División Andina, las que señalan que en invierno no está permitido construir. Esta es la razón de la fecha de inicio del proyecto mostrada en la Figura 5.50.

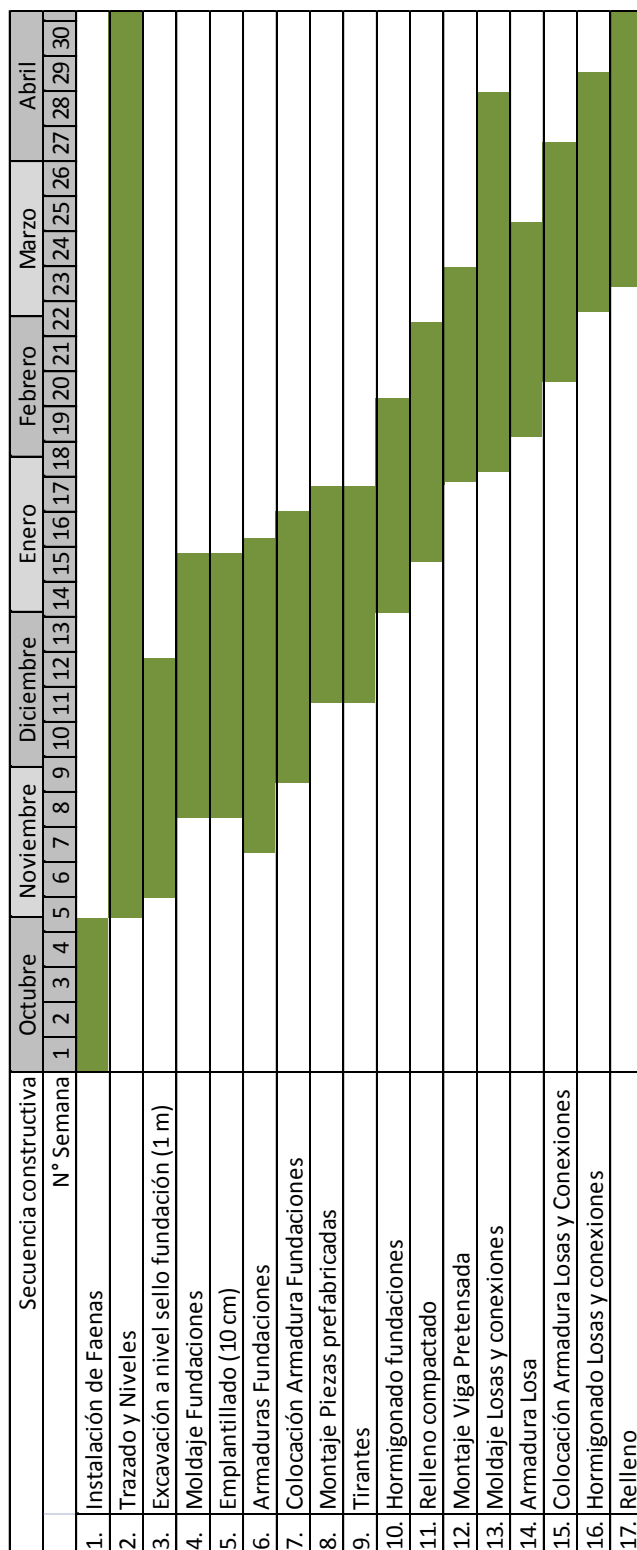


Figura 5.50: Programa de trabajo.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

Capítulo 6: Cobertizos en Hormigón in Situ

6.1 Ubicación y Selección del Tramo

El tramo en estudio para los cobertizos in situ es el mismo considerado en los cobertizos en hormigón prefabricado (ver Figura 5.1), por lo que las características de la avalancha a considerar serán iguales en ambos tipos de cobertizos. Las consideraciones para escoger la avalancha se encuentran en el punto 5.1 de la presente tesis. A continuación un resumen de las características de la avalancha:

- 10 metros de altura
- 230 metros de ancho
- Densidad de $0,4 \text{ ton}/\text{m}^3$

Los cobertizos, tal como se muestra en la Figura anterior, tienen una longitud de 230 metros. La altura de estos cobertizos será de 6 metros, sin contar el relleno que va sobre estos. El ancho de los cobertizos será de 8 metros sin contar el relleno.

También es importante destacar que para escoger el tramo, se consideró uno que tuviera espacio existente para hacer un by pass, y así permitir el tránsito vehicular.

6.2 Materiales

A continuación se muestran los materiales (hormigón, acero y relleno sobre cobertizos) a utilizar en el proyecto.

- Hormigones

Muros	Hormigón H35 $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$
Fundaciones	Hormigón H35 $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$
Emplantillado	Hormigón H10 $f'_c = 80 \text{ kg/cm}^2$

Donde f'_c resistencia especificada a la compresión del hormigón a los 28 días.

Hormigón H35 con aire incorporado para ser utilizado en zonas con ciclo de hielo y deshielo.

El módulo de elasticidad del hormigón se calcula con la fórmula 6.1.

$$E = 15.100 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (6.1)$$

- Acero

Acero de refuerzo hormigón armado

A630-420H

$$f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 6.300 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

f_y : Resistencia especificada a la fluencia.

f_u : Resistencia especificada a la tracción.

E : Módulo de elasticidad.

- Relleno

El peso específico del relleno estructural es 2,0 ton/m³.

El material de relleno que va sobre la estructura debe ser un material permeable, es decir, contener menos del 3% de material fino, esto para evitar que se genere presión hidráulica en el muro.

El material deberá tener una banda granulométrica con las características mostradas en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1: Requisito para relleno estructural permeable.

Tamiz		% que Pasa
(mm)	(ASTM)	
80	(3")	100
5	(N°4)	35 - 100
0,08	(N°200)	0 - 3

Fuente: Elaboración propia, 2011

6.3 Diseño y Cálculo Estructural de la Solución Propuesta

6.3.1 Modelación Geométrica

En la Figura 6.1 se muestra la forma y las dimensiones de los cobertizos hechos en hormigón in situ. Estos tendrán una longitud de 230 m, una altura de 6 m y un ancho de 7,2 m.

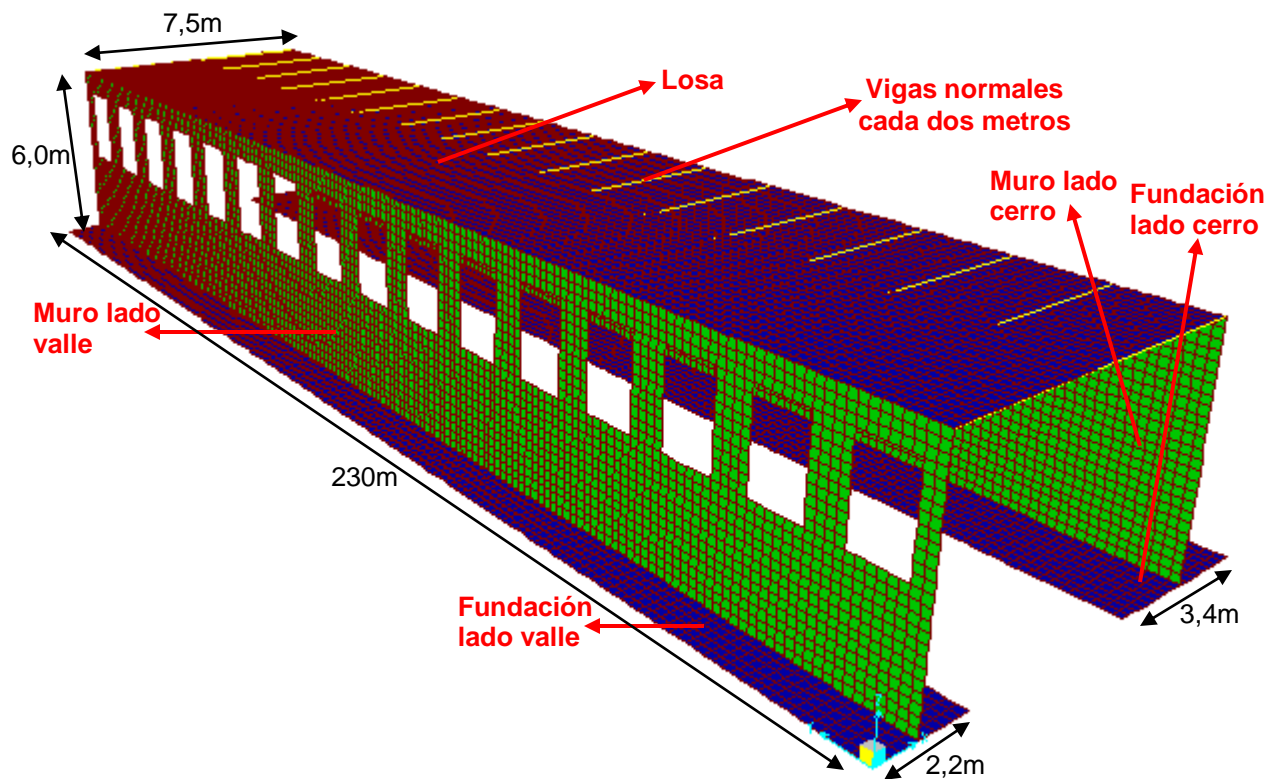


Figura 6.1: Dimensiones cobertizo in situ.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

El cobertizo se compone de los siguientes elementos estructurales: vigas, muro hacia el lado del valle, muro de contención hacia el lado del cerro, losa y fundaciones.

En las Figuras 6.26 a 6.30 se muestran las dimensiones de cada elemento estructural. En la Figura 6.25 se muestran las dimensiones de la fundación lado valle, la altura de esta fundación es de $h = 0,8$ m, un ancho $B = 2,2$ m y un largo $L = 2,0$ m. En la Figura 6.26 se muestran las dimensiones de la viga, la altura de la viga es $h = 0,8$ m, el ancho $b = 0,5$ m y una luz $L = 7,2$ m. En la Figura 6.27 se muestran las dimensiones del muro lado valle, este muro tiene un espesor $e = 0,25$ m, una altura $h = 6,0$ m y un ancho $B = 2,0$ m, además este muro posee un vano en donde irán las celosías, este vano es de $2,6$ m de alto y $1,2$ m de ancho. En la Figura 6.28 se muestran las dimensiones del muro de contención lado cerro, el espesor de este muro es $e = 0,3$ m, una altura $h = 6,0$ m y un ancho $B = 2,0$ m, la fundación de este muro tiene una altura $h = 0,8$ m, un ancho de $3,4$ m y un largo de $2,0$ m. Finalmente en la Figura 6.29 se muestran las dimensiones de la losa, esta losa tiene un espesor $e = 0,3$ m, un largo $L = 7,2$ m y un ancho $B = 1,0$ m.

La modelación se realiza a través del método de los elementos finitos. La losa, los muros, y las fundaciones se modelan con elementos de área tipo Shell. Las vigas se modelan con elementos tipo frame. Las uniones losa – muro se modelarán como uniones rígidas, es decir, traspasará todos los esfuerzos internos entre un elemento y otro. Las uniones muro – fundación se modelarán como uniones rígidas, es decir, traspasará todos los esfuerzos internos entre un elemento y otro.

El suelo se modelará a través de elementos springs, la rigidez de los resortes a utilizar, será la misma considerada en el diseño de cobertizos prefabricados y que está calculada en el punto 3.3.2.1 de la presente tesis. Para considerar la flexibilidad del suelo, las fundaciones se modelarán con resortes verticales y apoyos fijos en la horizontal. La constante del resorte es $k = 1.180 \text{ ton/m}$ para la fundación en el lado del valle y $k = 1.050 \text{ ton/m}$ para la fundación en el lado del cerro, estos datos fueron calculados con las fórmulas 3.3 y 3.4, obtenidas de la mecánica de suelos del sector, realizada por la división Andina de Codelco. La unión entre los muros y las fundaciones son del tipo húmeda, dicha unión es una unión rígida, es decir traspasa todos los esfuerzos.

6.3.2 Modelación de Cargas

La modelación de las cargas se realiza de acuerdo al Anexo B.

Las combinaciones de carga son las definidas en el punto 3.3.3.2.

6.3.2.1 Peso Propio Relleno Estructural

En la Figura 6.2 se muestra la modelación, en SAP2000®, de la carga que genera el peso propio del relleno estructural sobre el cobertizo (el modelo de carga se muestra en la Figura 3.9). Ésta es una carga tipo triangular. En la Figura el color azul representa las zonas en donde la carga del peso propio del relleno estructural es 0 ton/m^2 , el color verde representa zonas en donde dicha carga varía entre una rango de $0,92$ a $1,15 \text{ ton/m}^2$. El color amarillo representa zonas donde la carga varía entre $1,90$ a $2,00 \text{ ton/m}^2$. Finalmente el color morado representa zonas que reciben cargas entre $3,00$ y $4,00 \text{ ton/m}^2$. Todas estas cargas actúan en la dirección (-Z).

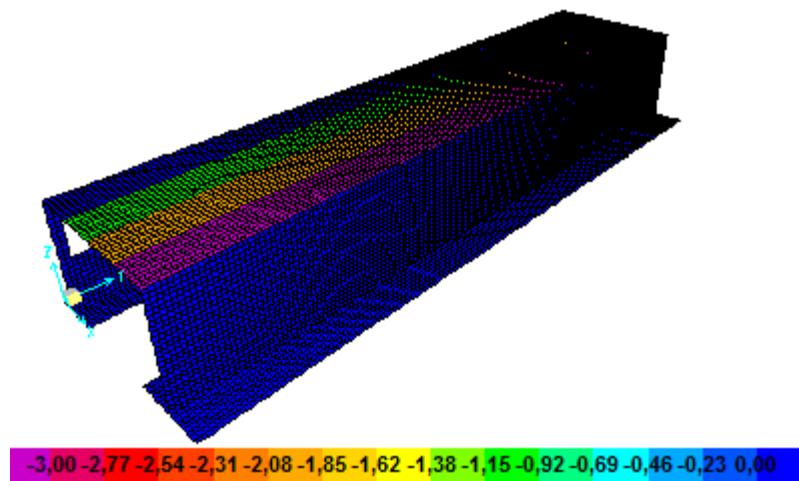


Figura 6.2: Carga peso propio relleno estructural, ton/m^2
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

6.3.2.2 Empujes de Tierra

En la Figura 6.3 se muestra la modelación, en SAP2000®, de la carga que genera el empuje en reposo sobre el cobertizo (el modelo de carga se muestra en la Figura 3.10). Ésta es una carga tipo triangular. En la Figura el color azul representa las zonas en donde el empuje de tierra en reposo es 0 ton/m^2 , las tonalidades celestes representan zonas en donde dicha carga varía entre una rango de $0,31$ a $0,93 \text{ ton/m}^2$. Las tonalidades verdes representan zonas donde la carga varía entre $1,24$ a $1,86 \text{ ton/m}^2$, las zonas de tonalidades amarillas reciben una carga entre $2,17$ a $2,79 \text{ ton/m}^2$, las tonalidades naranjas representan zonas que reciben cargas entre $3,1$ y $3,41 \text{ ton/m}^2$. Finalmente en tonalidades rojas y moradas representan zonas que reciben cargas

debidas al empuje de tierra en reposo, entre 3,72 y 4,3 ton/m^2 . Todas estas cargas actúan en la dirección (-X).

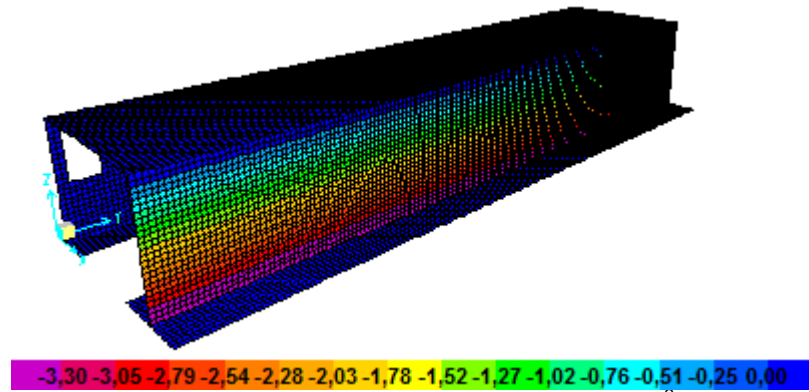


Figura 6.3: Carga empuje en reposo, ton/m^2
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 6.4 se muestra la modelación, en SAP2000®, de la carga que genera el empuje activo sobre el cobertizo (el modelo de carga se muestra en la Figura 3.11). Ésta es una carga tipo triangular. En la Figura el color azul representa las zonas en donde el empuje de tierra activo es 0 ton/m^2 , las tonalidades celestes representan zonas en donde dicha carga varía entre una rango de 0,19 a 0,57 ton/m^2 . Las tonalidades verdes representan zonas donde la carga varía entre 0,76 a 1,14 ton/m^2 , las zonas de tonalidades amarillas reciben una carga entre 1,33 a 1,71 ton/m^2 , las tonalidades naranjas representan zonas que reciben cargas entre 1,9 y 2,09 ton/m^2 . Finalmente en tonalidades rojas y moradas representan zonas que reciben cargas debidas al empuje de tierra activo, entre 2,28 y 2,6 ton/m^2 . Todas estas cargas actúan en la dirección (-X).

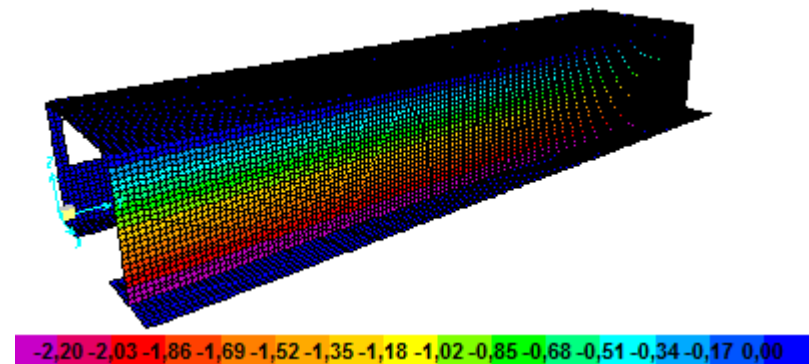


Figura 6.4: Carga empuje activo, ton/m^2
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 6.5 se muestra la modelación, SAP2000®, de la carga que genera el empuje sísmico sobre el cobertizo (el modelo de carga se muestra en la Figura 3.12). De acuerdo al Volumen N°3 del Manual de Carreteras, ésta se modela como una carga del tipo triangular invertida. En la Figura el color azul representa las zonas en donde el empuje sísmico es 0 ton/m^2 , las tonalidades celestes representan zonas en donde dicha carga varía entre un rango de $0,27$ a $0,81 \text{ ton/m}^2$. Las tonalidades verdes representan zonas donde la carga varía entre $1,08$ a $1,62 \text{ ton/m}^2$, las zonas de tonalidades amarillas reciben una carga entre $1,89$ a $2,43 \text{ ton/m}^2$, las tonalidades naranjas representan zonas que reciben cargas entre $2,7$ y $2,97 \text{ ton/m}^2$. Finalmente en tonalidades rojas y moradas representan zonas que reciben cargas debidas al empuje de tierra sísmico, entre $3,24$ y $3,8 \text{ ton/m}^2$. Todas estas cargas actúan en la dirección (-X).

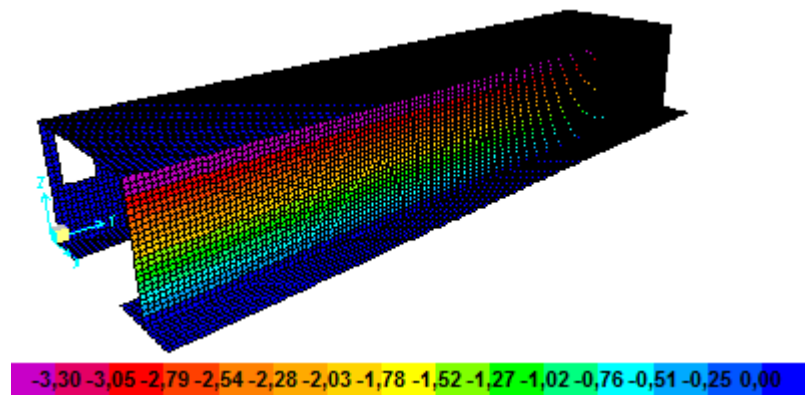


Figura 6.5: Carga empuje sísmico, ton/m^2
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 6.6 se muestra la modelación, en SAP2000®, de la carga del empuje generado por la sobrecarga de relleno estructural sobre el cobertizo (el modelo de carga se muestra en la Figura 3.13). Ésta es una carga tipo rectangular de $2,1 \text{ ton/m}^2$, en la dirección (-X) y se muestra de color morado en la figura. El color azul indica las zonas que no reciben este tipo de carga.

En la Figura 6.7 se muestra la modelación, en SAP2000®, de la carga del empuje generado por la sobrecarga de nieve sobre el cobertizo (el modelo de carga se muestra en la Figura 3.14). Ésta es una carga tipo rectangular de $0,46 \text{ ton/m}^2$, en la dirección (-X) y se muestra de color morado en la figura. El color azul indica las zonas que no reciben este tipo de carga.

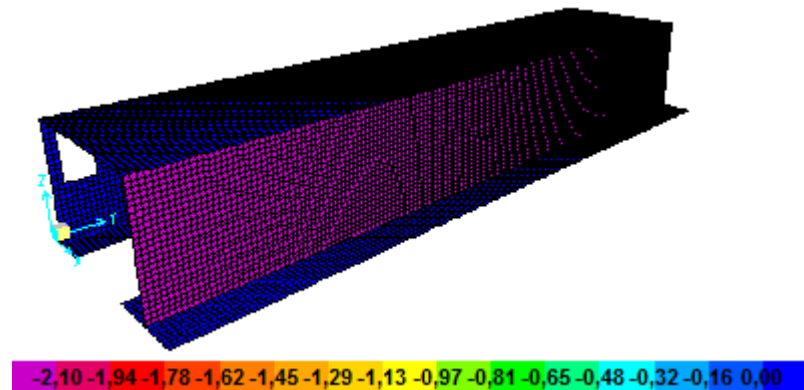


Figura 6.6: Carga sobrecarga relleno estructural, ton/m^2
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

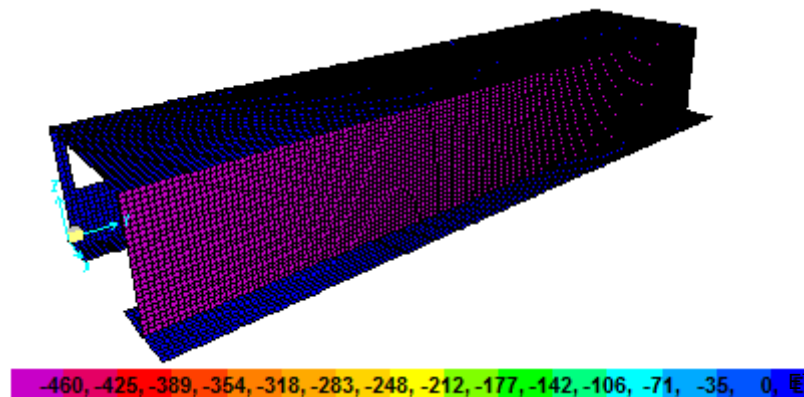


Figura 6.7: Carga sobrecarga nieve, ton/m^2
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

6.3.2.3 Viento

En la Figura 6.8 se muestra la modelación, en SAP2000©, de la carga de viento sobre el cobertizo (el modelo de carga se muestra en la Figura 3.15). Ésta es una carga tipo triangular. En la Figura el color morado representa las zonas en donde la carga de viento es 0 ton/m^2 , las tonalidades celestes representan zonas en donde dicha carga varía entre una rango de $0,105$ a $0,111 \text{ ton/m}^2$. Las tonalidades azules representas zonas donde la carga varía entre $0,123$ a $0,13 \text{ ton/m}^2$. Todas estas cargas actúan en la dirección (+X).

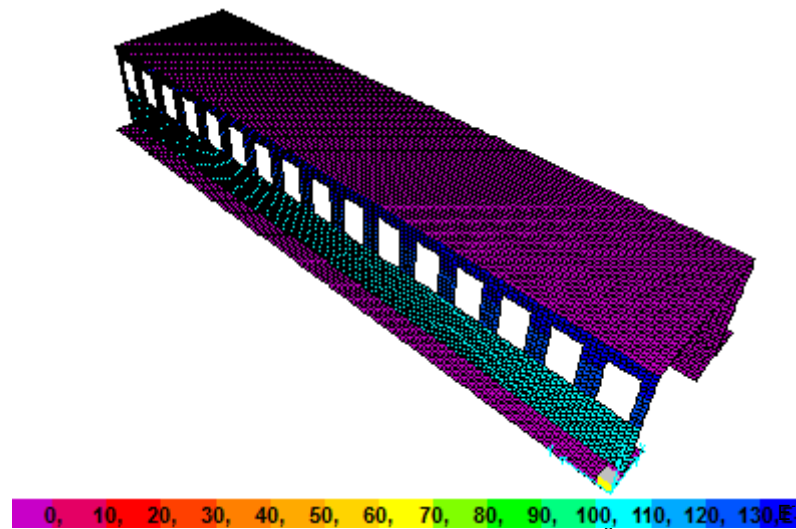


Figura 6.8: Carga de viento, ton/m^2
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

6.3.2.4 Nieve

En la Figura 6.9 se muestra la modelación, en SAP2000®, de la carga de nieve sobre el cobertizo (el modelo de carga se muestra en la Figura 3.16). Ésta es una carga tipo rectangular de $0,13 \text{ ton/m}^2$, en la dirección (-Z) y se muestra de color morado en la figura. El color azul indica las zonas que no reciben este tipo de carga.

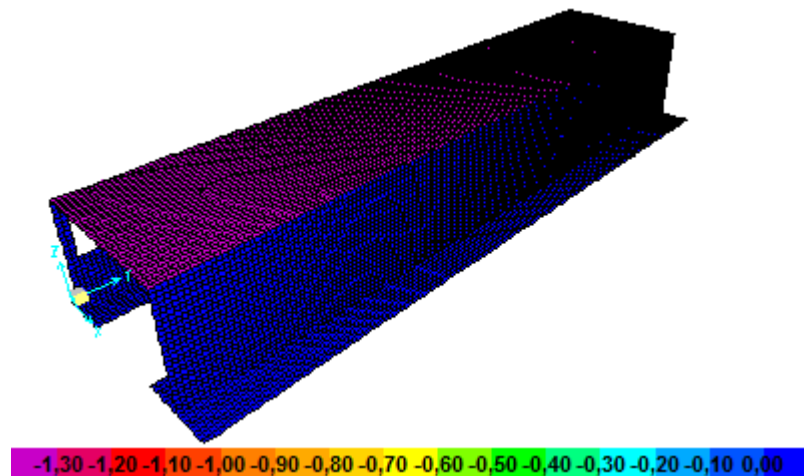


Figura 6.9: Carga de nieve, ton/m^2
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

6.3.2.5 Avalancha

En la Figura 6.10 se muestra la modelación, en SAP2000®, de la carga de avalancha en la dirección (-X) sobre el cobertizo (el modelo de carga se muestra en la Figura 3.17b). Ésta es una carga uniforme de $0,5 \text{ ton/m}^2$ y se muestra de color morado en la figura. El color azul indica las zonas que no reciben este tipo de carga.

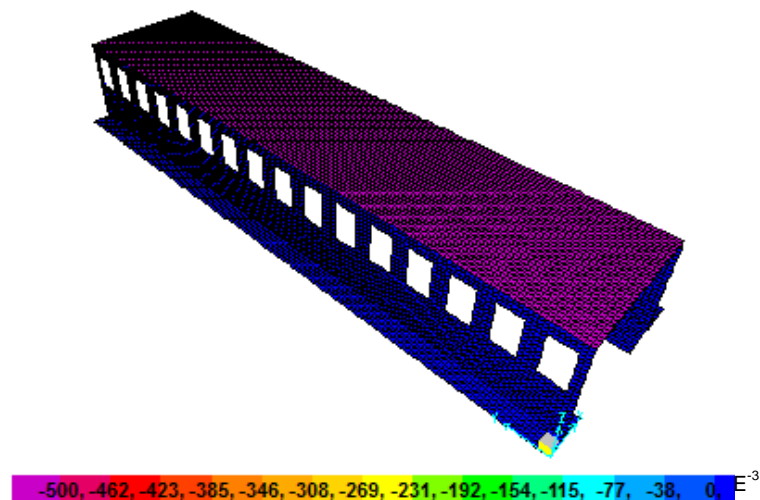


Figura 6.10: Carga de avalancha (-X), ton/m^2
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 6.11 se muestra la modelación, en SAP2000®, de la carga de avalancha en la dirección (-Z) sobre el cobertizo (el modelo de carga se muestra en la Figura 3.17a). Ésta es una carga uniforme de $4,0 \text{ ton/m}^2$ y se muestra de color morado en la figura. El color azul indica las zonas que no reciben este tipo de carga.

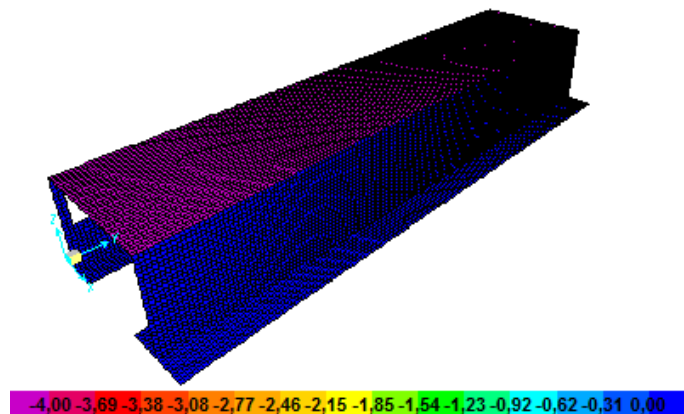


Figura 6.11: Carga de avalancha (-Z), ton/m^2
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

6.3.2.6 Sismo

En la Figura 6.12 se muestra la modelación de la carga de sismo en la dirección (-X) sobre el cobertizo. Para modelar el sismo se aplica un multiplicador gravitacional sobre toda la estructura, este multiplicador corresponde al coeficiente sísmico $C=0,15$.

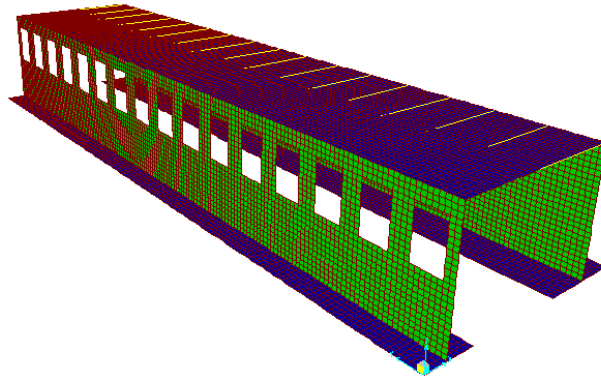


Figura 6.12: Carga de sismo (-X), Multiplier gravity $C = 0,15$.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 6.13 se muestra la modelación de la carga de sismo en la dirección (+Y) sobre el cobertizo. Para modelar el sismo se aplica un multiplicador gravitacional sobre toda la estructura, este multiplicador corresponde al coeficiente sísmico $C = 0,15$.

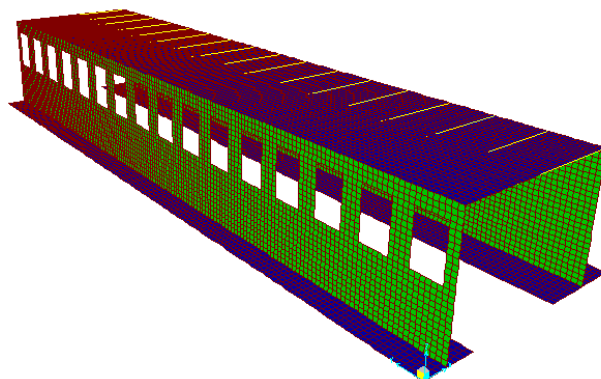
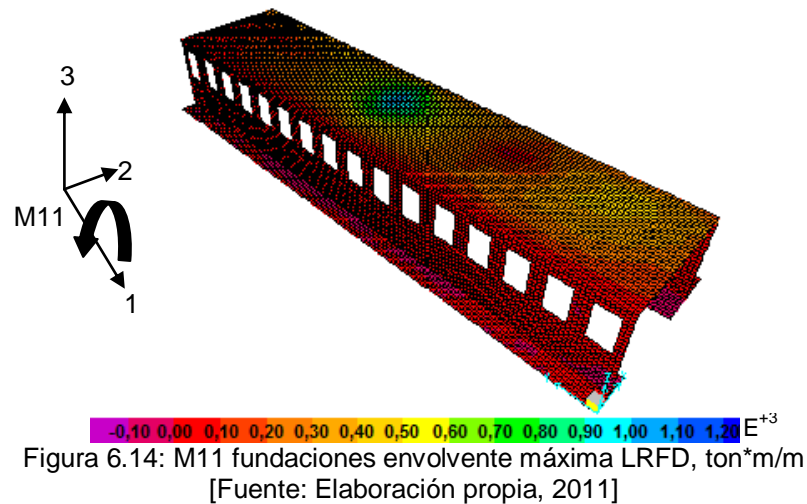


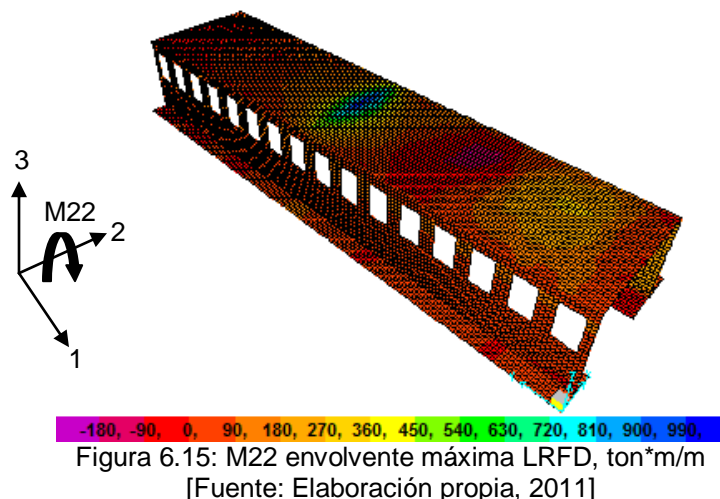
Figura 6.13: Carga de sismo (+Y), Multiplier gravity $C = 0,15$.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

6.3.3 Análisis Estructural

En la Figura 6.14 se muestra el momento flector M11 para la envolvente máxima de las combinaciones LRFD. Este momento flector sirve para realizar el diseño estructural (cálculo de la armadura transversal) de las fundaciones. Para la fundación lado valle el M11 es 49,8 ton*m/m y para la fundación lado cerro M11 es 105,4 ton*m/m.



En la Figura 6.15 se muestra el momento flector M22 para la envolvente máxima LRFD. Este momento flector sirve para realizar el diseño estructural (cálculo de la armadura longitudinal) de las fundaciones y de la losa. Para la fundación lado valle el M22 es 12,4 ton*m/m y para la fundación lado cerro M22 es 13,97 ton*m/m. Para la losa el momento M22 es:



En la Figura 6.16 se muestra el corte V13 para la envolvente máxima LRFD. Para la fundación lado valle V13 es 48 ton/m y para la fundación lado cerro V13 es 94,3 ton/m.

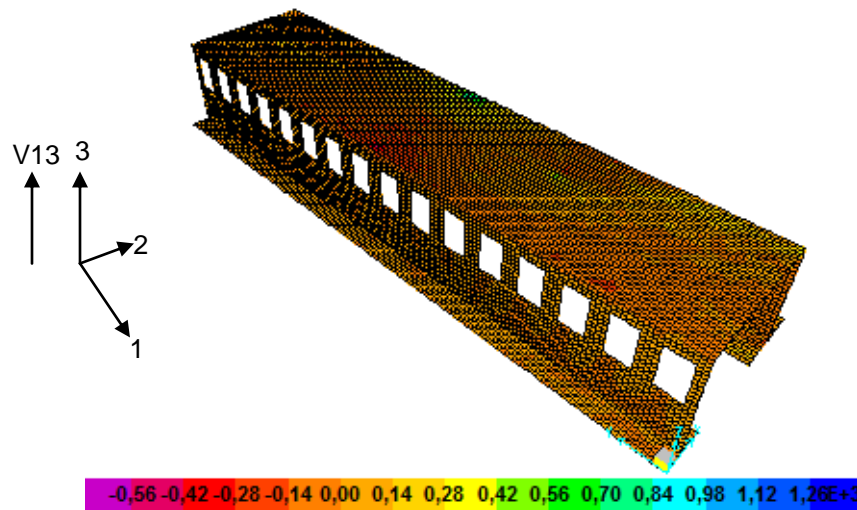


Figura 6.16: V13 envolvente máxima LRFD, ton/m
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 6.17 se muestran las zonas en donde el muro lado valle presenta los valores máximos y mínimos de los esfuerzos internos. Los esfuerzos en cada una de estas zonas, se deben obtener a través de sections cuts. En la Figura 6.17 se muestra en una línea de color verde la sección en donde el muro presenta el valor máximo del momento M2 y en líneas de color amarillo en donde el muro presenta el valor mínimo del momento M2.

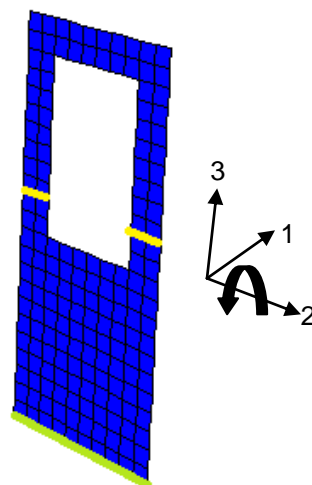


Figura 6.17: Sections cuts en muro lado valle.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 6.18 se muestran las zonas en donde el muro lado cerro presenta los valores máximos y mínimos de los esfuerzos internos. Los esfuerzos en cada una de estas zonas, se deben obtener a través de sections cuts. En la Figura 6.18 se muestra en una línea de color rojo la sección en donde el muro presenta el valor máximo del momento M_2 y en líneas de color azul en donde el muro presenta el valor mínimo del momento M_2 .

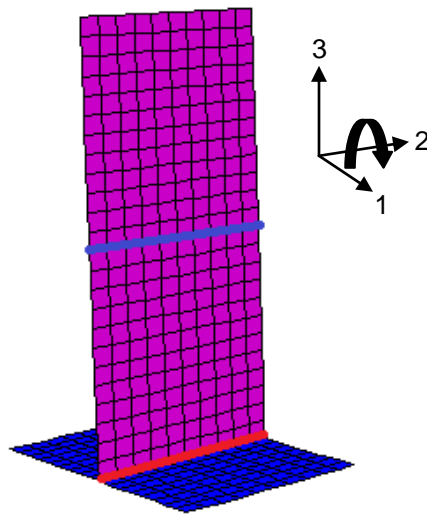


Figura 6.18: Sections cuts en muro lado cerro.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Tabla 6.2 se muestran los esfuerzos obtenidos de los section cut, los nombres de los section cut están sombreados de acuerdo al color correspondiente señalado en las Figuras 6.17 y 6.18. En esta tabla las fuerzas se encuentran en tonf y los momentos en tonf*m. Para el muro lado valle el momento en el centro es de $M_2 = 122,79$ tonf*m y el corte es de $F_1 = 54,11$ tonf, en la base $M_2 = 84,66$ tonf*m y el corte es $F_1 = 19,88$ tonf.

En la Tabla 6.2 para el muro lado cerro el momento en el centro es de $M_2 = 15,87$ tonf*m y el corte es de $F_1 = 54,11$ tonf, en la base el momento es $M_2 = 281,36$ tonf*m y el corte es $F_1 = 97,58$ tonf, en la base el momento es $M_2 = 281,36$ tonf*m.

Tabla 6.2: Section cut (caso cobertizo in situ).

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	Text	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
base_muro_valle	Envolvente LRFD	Max	19,89	0,00	361,97	34,25	84,67
base_muro_valle	Envolvente LRFD	Min	0,57	-7,80	231,83	0,00	3,25
base_muro_cerro	Envolvente LRFD	Max	97,59	0,00	660,39	42,11	281,36
base_muro_cerro	Envolvente LRFD	Min	-20,99	-10,43	423,38	0,00	-63,85
Muro_Valle	Envolvente LRFD	Max	-1,66	0,15	-65,33	0,21	15,88
Muro_Valle	Envolvente LRFD	Min	-9,94	-6,16	-121,44	-4,89	7,11
muro_cont_cerro	Envolvente LRFD	Max	55,46	0,00	487,38	20,05	125,89
muro_cont_cerro	Envolvente LRFD	Min	-18,51	-7,95	312,16	0,00	-1,37

[Fuente: Software SAP2000©, 2011]

6.3.4 Verificación de Elementos Estructurales

6.3.4.1 Estabilidad Fundaciones

Los factores de seguridad para el deslizamiento y el volcamiento son los que se muestran a continuación, estos factores incluyen la fuerza de deslizamiento y momento de volcamiento que genera la avalancha sobre ellos.

$$F.S.D = \frac{F_{resist}}{F_{des}} = \frac{68,8 ton}{37,5 ton} = 1,83 > 1,5 \rightarrow O.k$$

$$F.S.V = \frac{M_{resist}}{M_{vol}} = \frac{136,7 ton \cdot m}{76,2 ton \cdot m} = 1,79 > 1,5 \rightarrow O.k$$

6.3.4.2 Porcentaje de Compresión de la Fundación

En la Figura 6.19 se muestra la estabilidad de la fundación que se encuentra hacia el lado del valle. Acá se muestra que la fundación se encuentra 100% comprimida (todas las flechas apuntan hacia arriba) para el caso de la combinación más desfavorable, que en este caso es U9 ASD (ver punto 3.3.3.2). Para esta fundación la zona menos comprimida tiene una presión de contacto de 0,19 ton/m² y la mayor presión de contacto que presenta esta fundación con el suelo es de 1,81 ton/m². En la imagen sólo se muestra un tramo de la fundación.

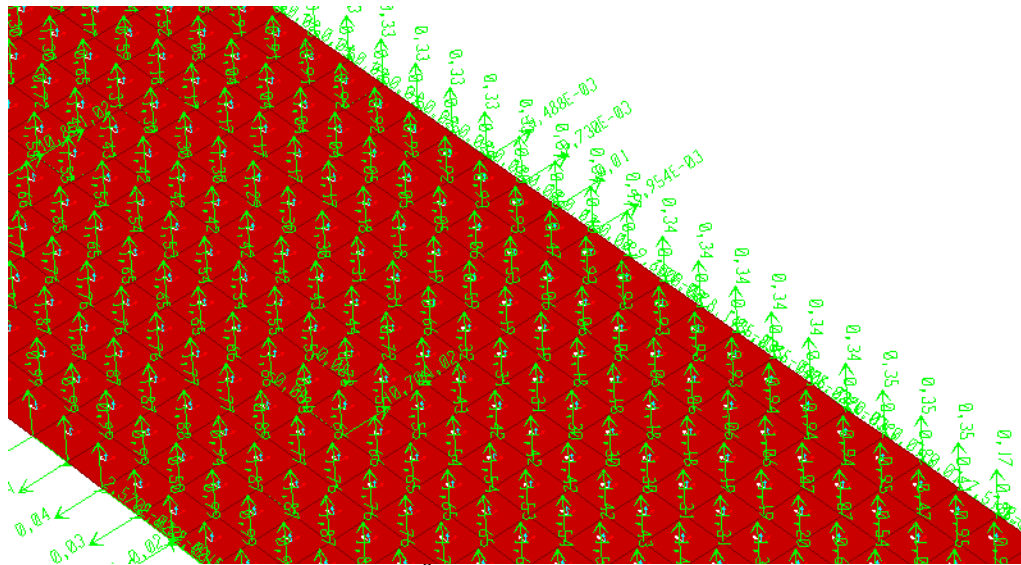


Figura 6.19: Presiones de contacto [ton/m²] para la combinación U9 ASD en la fundación lado valle.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 6.20 se muestra la estabilidad de la fundación que se encuentra hacia el lado del cerro. Acá se muestra que la fundación se encuentra 100% comprimida (todas las flechas apuntan hacia arriba) para el caso de la más desfavorable, que en este caso es U9 ASD (ver punto 3.3.3.2). Para esta fundación la zona menos comprimida tiene una presión de contacto de 0,49 ton/m² y la mayor presión de contacto que presenta esta fundación con el suelo es de 1,94 ton/m². En la imagen sólo se muestra un tramo de la fundación.

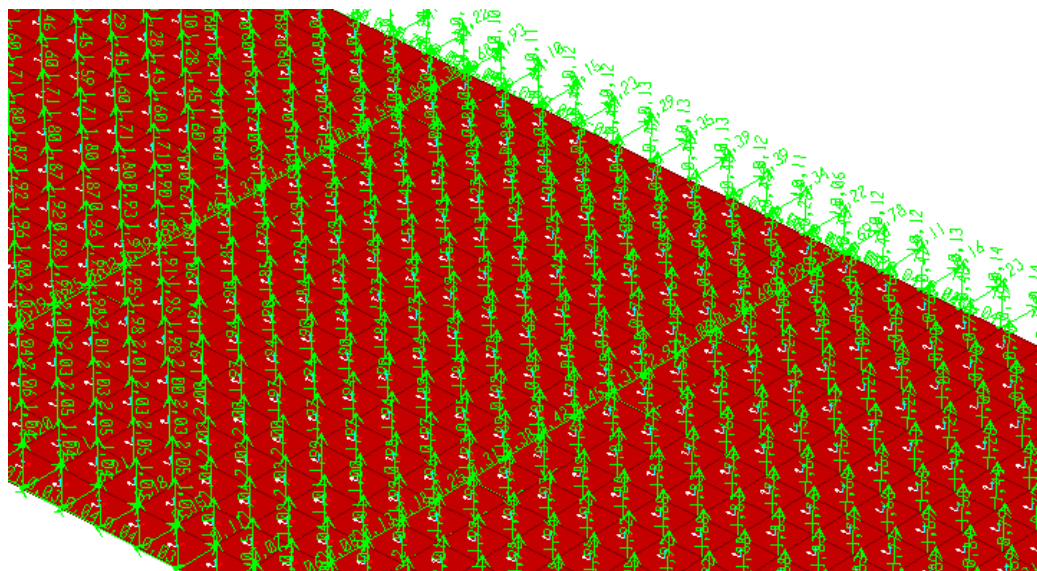


Figura 6.20: Presiones de contacto [ton/m²] para la combinación U9 ASD en la fundación lado cerro.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

6.3.4.3 Tensiones en el Sello de Fundación

A lo largo de las fundaciones, se producen asentamientos diferenciales. A través del Software SAP2000®, se pueden obtener la máxima y mínima deformación de las fundaciones debidas a las diferencias de asentamiento, al calcular la diferencia entre éstas, se obtiene la deformación que se genera en la fundación.

De acuerdo a los Criterios de Diseño Estructurales de Codelco DCC2008-VCP.GI-CRTES02-0000-0001-0 (2008), la deformación admisible en la fundación es $L/300$, por lo tanto, para la fundación lado valle, su deformación admisible es $220/300 = 0,73$ cm y del software se obtiene que el máximo asentamiento diferencial es $\Delta = 2,2$ mm, es decir, no se generan daños en la estructura debidos al asentamiento diferenciado. Por otra parte para la fundación lado cerro, su deformación admisible es $340/300 = 1,13$ cm y del software se obtiene que el máximo asentamiento diferencial es $\Delta = 3,6$ mm, es decir, no se generan daños en la estructura debidos al asentamiento diferenciado.

➤ Caso Estático

Para el caso estático la combinación que controla el diseño es la U10 ASD (ver punto 3.3.3.2).

- Fundación lado valle

Del software SAP2000®, se obtiene la máxima deformación de la fundación, tal como se muestra en la Figura 6.21, esta deformación se genera en una de sus esquinas. En dicha figura se muestran en un recuadro blanco los desplazamientos de la esquina inferior, los desplazamientos U1(a la derecha de la hoja) y U2 (entrando a la hoja) son cero y el desplazamiento U3 es de 1,48 cm (bajando por la hoja).

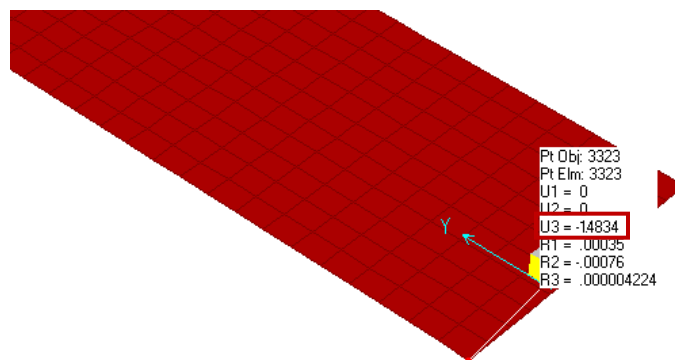


Figura 6.21: Deformación máxima fundación lado valle caso estático (caso cobertizos in situ), unidades en cm.

[Fuente: Elaboración propia, 2011]

Del análisis se obtuvo que la deformación máxima obtenida para la combinación más desfavorable (U10, ver punto 3.3.3.2) es 1,48 cm

$$k_{est} = 1,53 \text{ kg/cm}^3$$

$$\sigma_{est} = \Delta_{est} \cdot k_{est} = 2,26 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm-est} = 3 \text{ kg/cm}^2$$

- Fundación lado cerro

Del software SAP2000©, se obtiene la máxima deformación de la fundación, tal como se muestra en la Figura 6.22, esta deformación se genera en una de sus esquinas. En dicha figura se muestran en un recuadro blanco los desplazamientos de la esquina inferior, los desplazamientos U1(a la derecha de la hoja) y U2 (entrando a la hoja) son cero y el desplazamiento U3 es de 1,43 cm (bajando por la hoja).

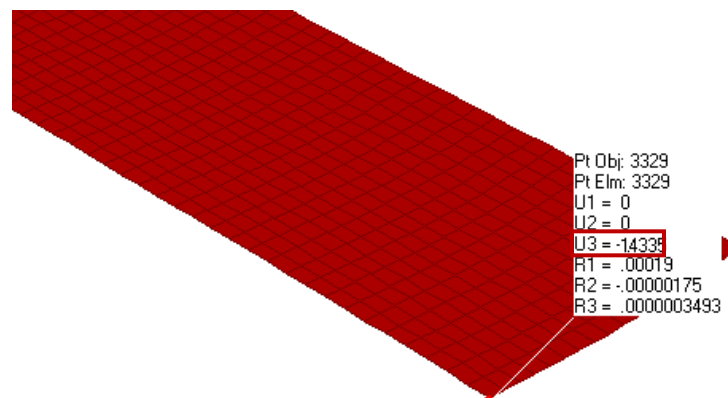


Figura 6.22: Deformación máxima fundación lado cerro caso estático (caso cobertizos in situ), unidades en cm.

[Fuente: Elaboración propia, 2011]

Del análisis se obtuvo que la deformación máxima obtenida para la combinación más desfavorable (U10, ver punto 3.3.3.2) es 1,43 cm

$$k_{est} = 1,34 \text{ kg/cm}^3$$

$$\sigma_{est} = \Delta_{est} \cdot k_{est} = 1,91 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm-est} = 3 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Caso Sísmico

Para el caso estático la combinación que controla el diseño es la U9 ASD (ver punto 3.3.3.2).

La deformación máxima admisible es 1,96 cm.

- Fundación lado valle

Del software SAP2000©, se obtiene la máxima deformación de la fundación, tal como se muestra en la Figura 6.23, esta deformación se genera en una de sus esquinas. En dicha figura se muestran en un recuadro blanco los desplazamientos de la esquina inferior, los desplazamientos U1(a la derecha de la hoja) y U2 (entrando a la hoja) son cero y el desplazamiento U3 es de 1,63 cm (bajando por la hoja).

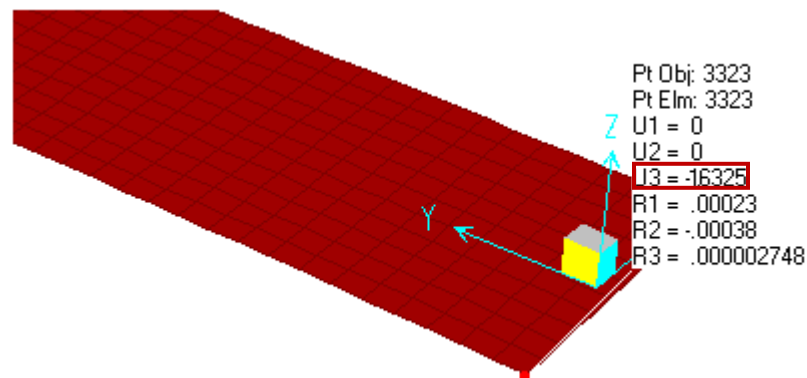


Figura 6.23: Deformación máxima fundación lado valle caso sísmico (caso cobertizos in situ), unidades en cm.

[Fuente: Elaboración propia, 2011]

Del análisis se obtuvo que la deformación máxima obtenida para la combinación más desfavorable (U9, ver punto 3.3.3.2) es 1,63 cm

$$k_{sis} = 2,29 \text{ kg/cm}^3$$

$$\sigma_{sis} = \Delta_{sis} \cdot k_{sis} = 3,73 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm-sis} = 4,5 \text{ kg/cm}^2$$

- Fundación lado cerro

Del software SAP2000®, se obtiene la máxima deformación de la fundación, tal como se muestra en la Figura 6.24, esta deformación se genera en una de sus esquinas. En dicha figura se muestran en un recuadro blanco los desplazamientos de la esquina inferior, los desplazamientos U1(a la derecha de la hoja) y U2 (entrando a la hoja) son cero y el desplazamiento U3 es de 1,77 cm (bajando por la hoja).

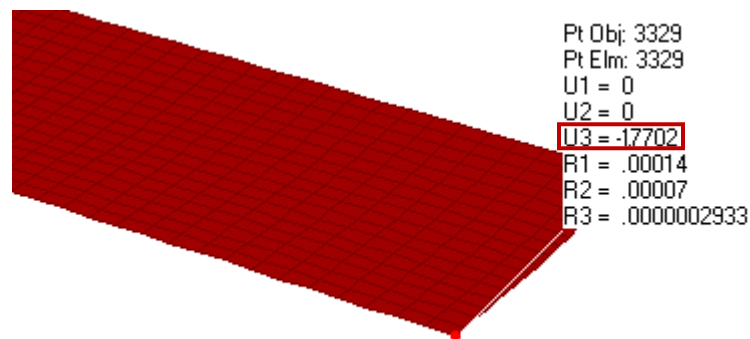


Figura 6.24: Deformación máxima fundación lado cerro caso sísmico (caso cobertizos in situ), unidades en cm.

[Fuente: Elaboración propia, 2011]

Del análisis se obtuvo que la deformación máxima obtenida para la combinación más desfavorable (U9, ver punto 3.3.3.2) es 1,77 cm

$$k_{sis} = 2,04 \text{ kg/cm}^3$$

$$\sigma_{sis} = \Delta_{sis} \cdot k_{sis} = 3,61 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm-sis} = 4,5 \text{ kg/cm}^2$$

6.3.5 Diseño Estructural

6.3.5.1 Fundación Lado Valle

En la Figura 6.25 se muestra el diseño estructural de la fundación que se encuentra hacia el lado del valle. Esta fundación posee una malla inferior $\Phi 22$. Las dimensiones de la fundación son ancho $B = 220$, largo $L = 200$, alto $h = 80$.

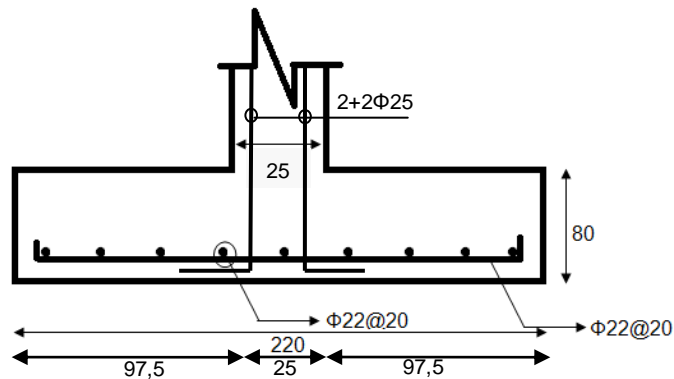


Figura 6.25: Diseño estructural de la fundación que se ubica en el lado del valle.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

6.3.5.2 Viga

En la Figura 6.26 se muestra la geometría y el diseño estructural de la viga. Esta viga va cada dos metros a lo largo del cobertizo. La sección de la viga es de 80x50 y tiene una longitud de 720 cm.

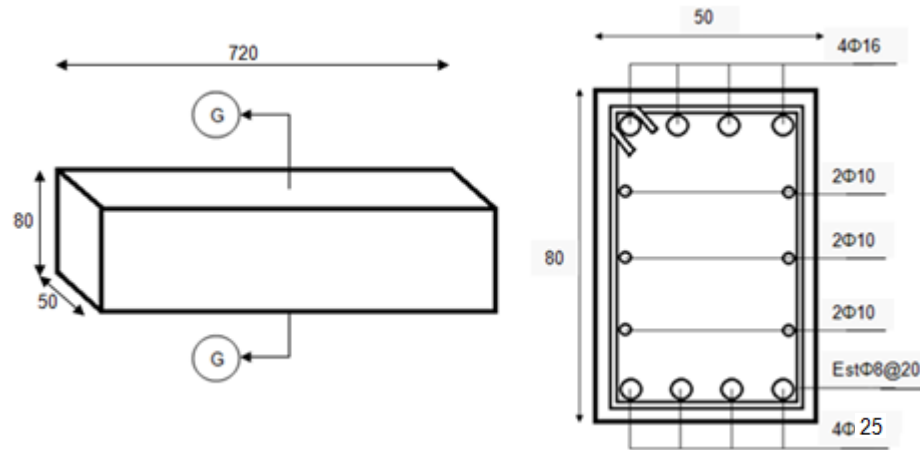


Figura 6.26: Diseño estructural de la viga.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

6.3.5.3 Muro Lado Valle

En la Figura 6.27 se muestra la geometría y el diseño estructural del muro que va en el lado del valle. Este muro tiene un alto de 600 cm, un ancho de 200 cm y un espesor de 25 cm.

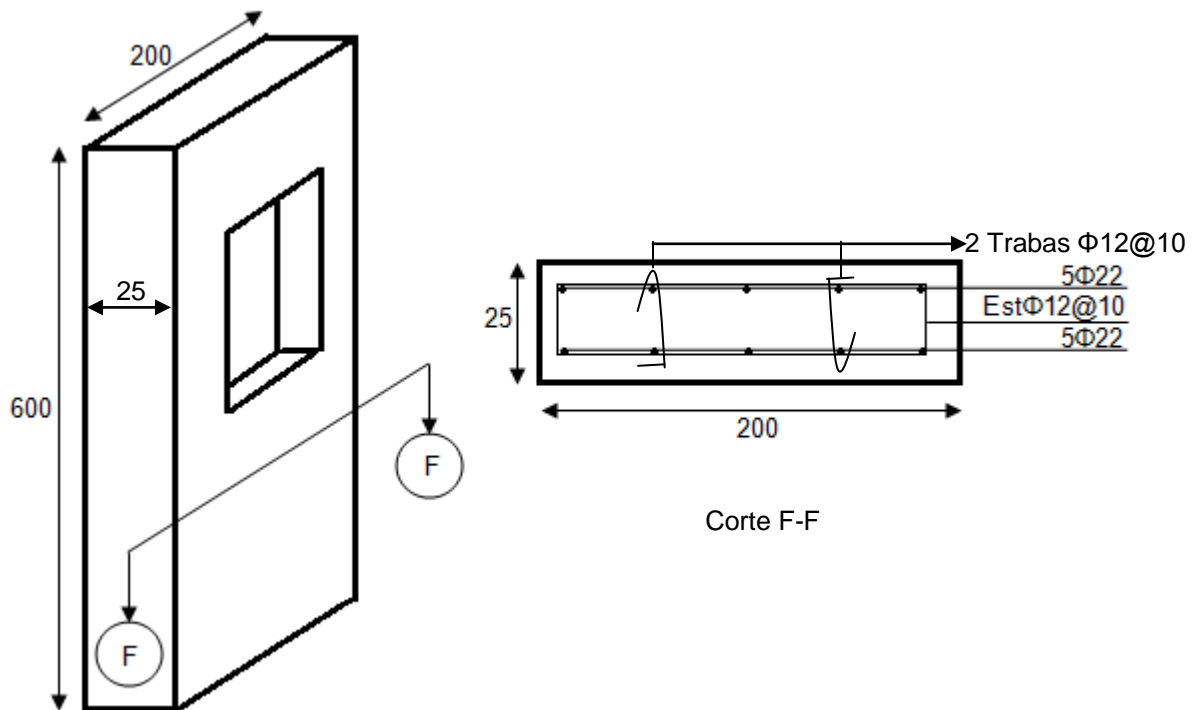


Figura 6.27: Diseño estructural del muro que se ubica en el lado del valle.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

6.3.5.4 Muro de Contención Lado Cerro

En la Figura 6.28 se muestra la geometría y el diseño estructural del muro de contención que va en el lado del cerro. Este muro tiene un alto de 600 cm, un largo de 200 y un espesor de 30 cm. La fundación tiene un alto de 80 cm, un ancho de 340 cm y un largo de 200 cm.

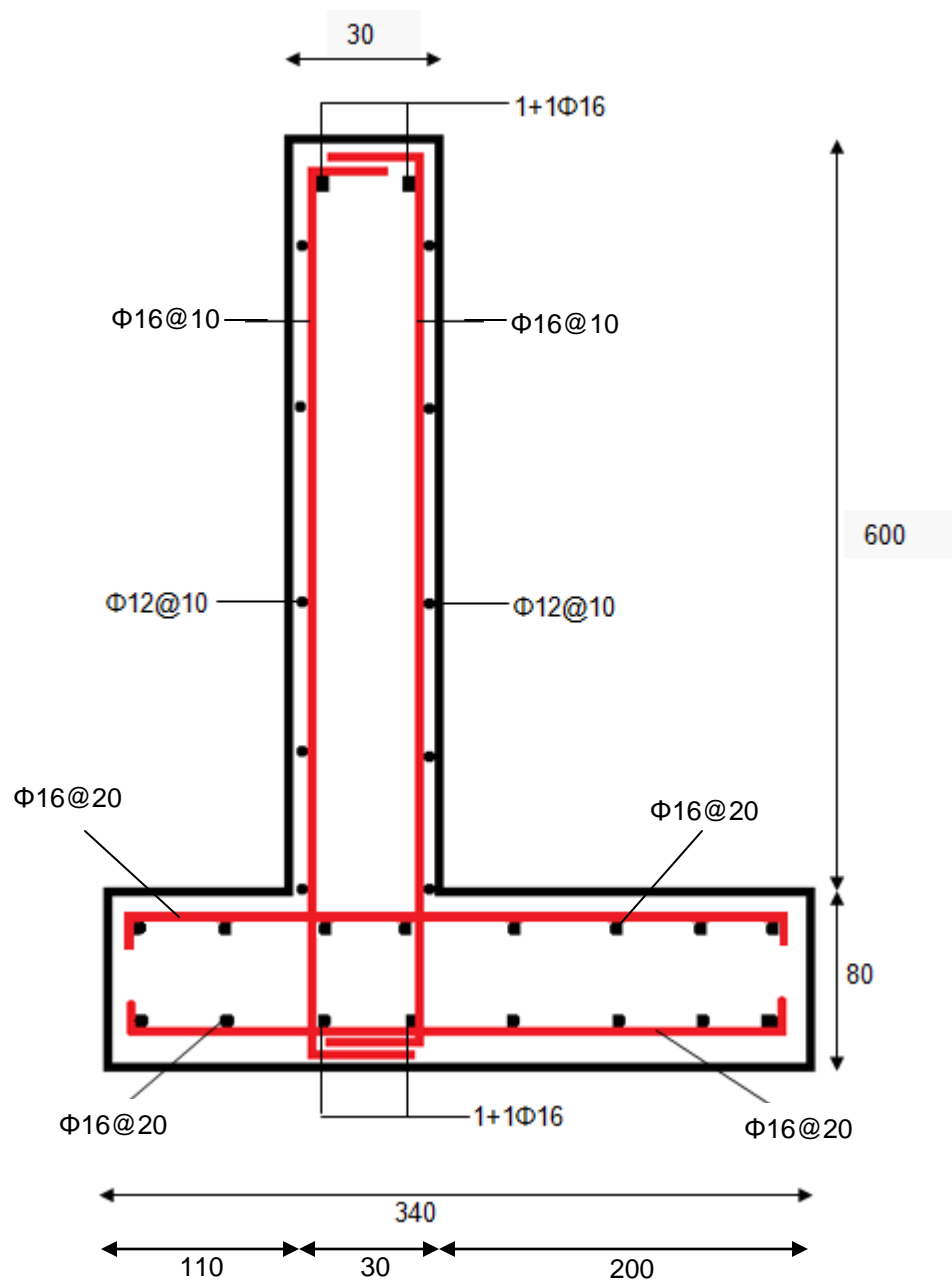


Figura 6.28: Diseño estructural del muro de contención que se ubica hacia el lado del cerro.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

6.3.5.5 Losa

En la Figura 6.29 se muestra la geometría y el diseño estructural de las losas. En esta Figura se muestran dos tipos de losas, la losa N°1 que es la losa que se encuentra en los extremos del cobertizo y la losa N°2 que es la losa que se ubica en la parte central. Ambas losas tienen las mismas dimensiones, un espesor de 30 cm, un ancho de 100 cm y un largo de 720 cm.

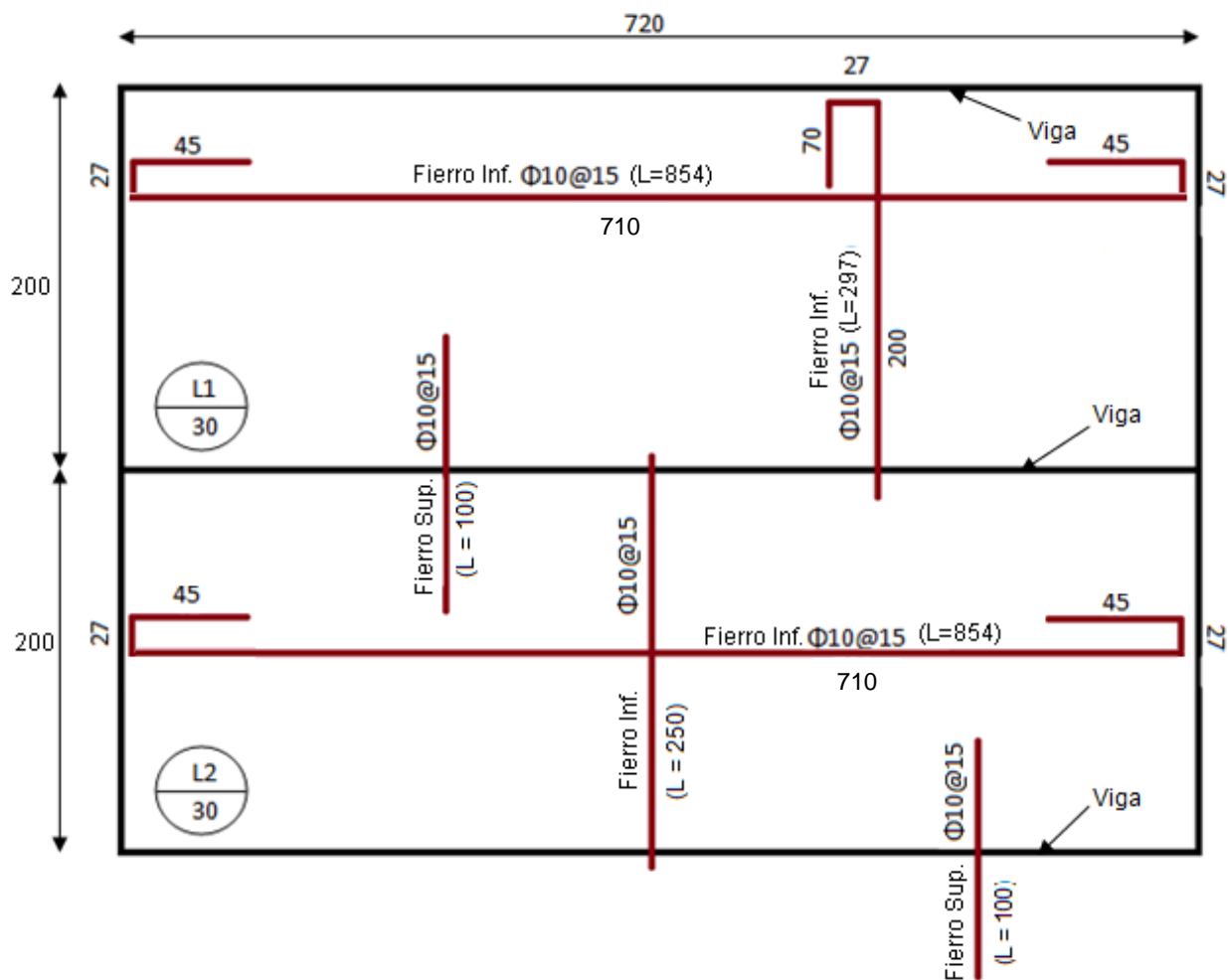


Figura 6.29: Diseño estructural losas.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

6.4 Análisis de Costos y Plazos Caso Cobertizos in Situ

6.4.1 Cubicaciones

El resumen de las cubicaciones se muestra de la Tabla 6.3 a la 6.6. Como resumen, en estas tablas se informa que se necesitarán 3.080 m³ de hormigón in situ y 290.859 kg de armadura. En cuanto al movimiento de tierra, se tiene que habrá alrededor de 1.472 m³ de excavación, 313 m³ de relleno compactado y 9.775 m³ de relleno suelto.

Tabla 6.3: Cubicación hormigón in situ (caso cobertizo hecho in situ).

Hormigón		
PIEZA	Volumen [m ³]	Armadura [kg]
Losa	496,8	37.260
Viga	665,28	79.834
Muro lado valle	345	29.325
Muro de contención lado cerro	414	41.400
Fundación lado valle	404,8	40.480
Fundación lado cerro	625,6	62.560
Emplantillado valle	50,6	
Emplantillado cerro	78,2	
Total	3.080,3	290.859

Fuente: Elaboración propia, 2011.

Tabla 6.4: Cubicación excavación (caso cobertizo hecho in situ).

Excavación		
Área de Corte [m ²]	Longitud [m]	Volumen [m ³]
6,4	230	1.472

Fuente: Elaboración propia, 2011.

Tabla 6.5: Cubicación relleno compactado (caso cobertizo hecho in situ).

Relleno compactado			
	Área de Corte [m ²]	Longitud [m]	Volumen [m ³]
Total	1,36	230	313

Fuente: Elaboración propia, 2011.

Tabla 6.6: Cubicación relleno suelto (caso cobertizo hecho in situ).

Relleno		
Área de Relleno [m ²]	Longitud [m]	Volumen [m ³]
42,5	230	9.775

Fuente: Elaboración propia, 2011.

6.4.2 Costos Caso Cobertizos in Situ

A continuación se presentan los costos directos (Tabla 6.7) y costos indirectos, del dueño, contingencias y presupuesto total (Tabla 6.8) para el proyecto Cobertizos hechos in situ.

Tabla 6.7: Costos directos (caso cobertizo hecho in situ).

Costos Directos								
Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad Neta	Factor Crecimiento	Cantidad	P.U (UF/Unidad)	P. Total UF	Observaciones
1.	Instalación de Faena						1.831	
1.1.	Instalación de Faena	Gl	1		1	1.831,17	1.831	
2.	Obra Gruesa						80.731	
2.1.	Enrocado sobre Cobertizo						5.094	
2.1.1.	Excavación Terreno Común	m ³	1.472	10%	1.620	0,16	265	
2.1.2.	Relleno Material Compactado	m ³	313	10%	345	0,55	189	
2.1.3.	Relleno Material	m ³	9.775	10%	10.753	0,41	4.394	
2.1.4.	Selección de Material	m ³	9.775	10%	10.753	0,02	246	Material con menos del 3% de finos
2.2.	Hormigón Armado						75.637	
2.2.1.	Vigas							
2.2.1.1.	Hormigón H35	m ³	665	10%	732	17,20	12.584	El costo del moldaje está considerado dentro del P.U del hormigón
2.2.1.2.	Acero A630-420H	kg	79.834	10%	87.817	0,06	5.159	
2.2.2.	Muro de contención							
2.2.2.1.	Hormigón H35	m ³	414	10%	455	17,20	7.831	El costo del moldaje está considerado dentro del P.U del hormigón
2.2.2.2.	Acero A630-420H	kg	41.400	10%	45.540	0,06	2.675	
2.2.3.	Muro							
2.2.3.1.	Hormigón H35	m ³	345	10%	380	17,20	6.526	El costo del moldaje está considerado dentro del P.U del hormigón
2.2.3.2.	Acero A630-420H	kg	29.325	10%	32.258	0,06	1.895	
2.2.4.	Losa							
2.2.4.1.	Hormigón H35	m ³	497	10%	547	17,20	9.406	El costo del moldaje está considerado dentro del P.U del hormigón
2.2.4.2.	Acero de Refuerzo	kg	37.260	10%	40.986	0,06	2.408	
2.2.5.	Fundaciones							
2.2.5.1.	Emplantillado H10	m ³	129	10%	142	7,01	996	
2.2.5.2.	Hormigón H35	m ³	1.030	10%	1.134	17,20	19.500	El costo del moldaje está considerado dentro del P.U del hormigón
2.2.5.3.	Acero de Refuerzo	kg	103.040	10%	113.344	0,06	6.658	
TOTAL COSTO DIRECTO							82.563	

Fuente: Elaboración propia, 2011

Tabla 6.8: Costos indirectos, costos del dueño, contingencias y presupuesto total (caso cobertizo hecho in situ).

Costos Indirectos			
Ítem	Descripción	%CD	Total CI
1.	Gastos Generales Contratista	50%	41.281
2.	Utilidades		
3.	Ingenierías (Conceptual, Básica, Detalles)		
Costos del Dueño			
1.	Administración V.P.	15%	12.384
CONTINGENCIAS		15%	20.434
TOTAL PRESUPUESTO		156.662	
COSTO METRO LINEAL UF/ml		681	

Fuente: Elaboración propia, 2011

En las Tablas 6.7 y 6.8 se muestran los costos directos, indirectos, del dueño y contingencias. Aquí se ve que el costo por metro lineal de cobertizo es 681UF/ml, y el costo para los 230 metros de cobertizo es UF156.662.

Debido a que el proyecto “Cobertizos” se realiza para el caso específico de la División Andina, el costo de este proyecto se calculará a través de un análisis de precios unitarios hecho para el Proyecto Nueva Andina Fase 2 (PNAF2). Dicho análisis de precios unitarios fue elaborado el año 2011 para las condiciones que la mina presenta en esta fecha.

El costo total es para 230 metros de cobertizo. La UF promedio observado para el año 2011 es \$21.844.

La mano de obra está considerada dentro del P.U y se deja fuera de alcance:

- Accesos.
- By pass.
- Remoción de pavimentos.
- Carpeta de rodadura.
- Proyecto eléctrico de iluminación.
- Proyecto de ventilación.
- Proyecto de aguas lluvias.

En el precio unitario de la mano de obra está considerado el gasto remuneracional empresa (Isapres, seguros de cesantía, finiquitos, etc.) pero no está considerado el gasto por servicio a las personas (alimentación, transporte, alojamiento, etc.), en esta oportunidad este gasto se deja fuera del alcance del proyecto.

6.4.3 Programa de Trabajo

El programa de trabajo se muestra en la Figura 6.30, en donde se deja el trabajo de instalación de faenas en el mes de Octubre, y la obra gruesa comienza con la excavación en el mes de Noviembre. Del programa se ve que la construcción de los 230 m de cobertizo se realiza en 13 meses, sin contar la instalación de faenas y además se le suman 5 meses en los cuales no se podrá trabajar debido a las condiciones climáticas del sector, es decir, desde que se inicie la obra gruesa hasta su fin transcurrirán 18 meses. Cabe destacar que la remoción de pavimentos, la pavimentación del camino, la iluminación, ventilación y desagüe están fuera del alcance de este programa de trabajo para así lograr una comparación más efectiva con el programa de cobertizos de hormigón prefabricado.

Para la realización de la planificación de la obra de cobertizos en hormigón in situ, se utilizan rendimientos elaborados para el PNAF2, es decir para las condiciones propias que tiene la División Andina. Dichos rendimientos fueron elaborados el año 2011 para las condiciones que la mina presenta en esta fecha. Además el tiempo útil de construcción que se muestra en el programa se rige a las especificaciones de la División Andina, las que señalan que debido a las condiciones climáticas del sector, no se puede realizar labores de construcción entre los meses de mayo a septiembre.

Año		1												2																										
Meses	Octubre	Noviembre	Diciembre	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio																															
N° Semana	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	
Secuencia constructiva																																								
1.	Instalación de Faenas																																							
2.	Trazado y Niveles																																							
3.	Excavación a nivel sello fundación (1 m)																																							
4.	Moldaje Fundaciones																																							
5.	Emplantillado (10 cm)																																							
6.	Armaduras Fundaciones																																							
7.	Colocación Armadura Fundaciones																																							
8.	Hormigonar fundaciones																																							
9.	Moldaje Muro Cerro																																							
10.	Armadura Muro Cerro																																							
11.	Colocación Armadura Muro Cerro																																							
12.	Hormigonado Muro Cerro																																							
13.	Moldaje Muro Valle																																							
14.	Armadura Muro Valle																																							
15.	Colocación Armadura Muro Valle																																							
16.	Hormigonado Muro Valle																																							
17.	Relleno compactado																																							
18.	Moldaje Vigas y Losa																																							
19.	Armadura Vigas y Losa																																							
20.	Colocación Armadura Vigas y Losa																																							
21.	Hormigonado Vigas y Losa																																							
22.	Relleno																																							

Figura 6.30: Programa de trabajo cobertizo in situ.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

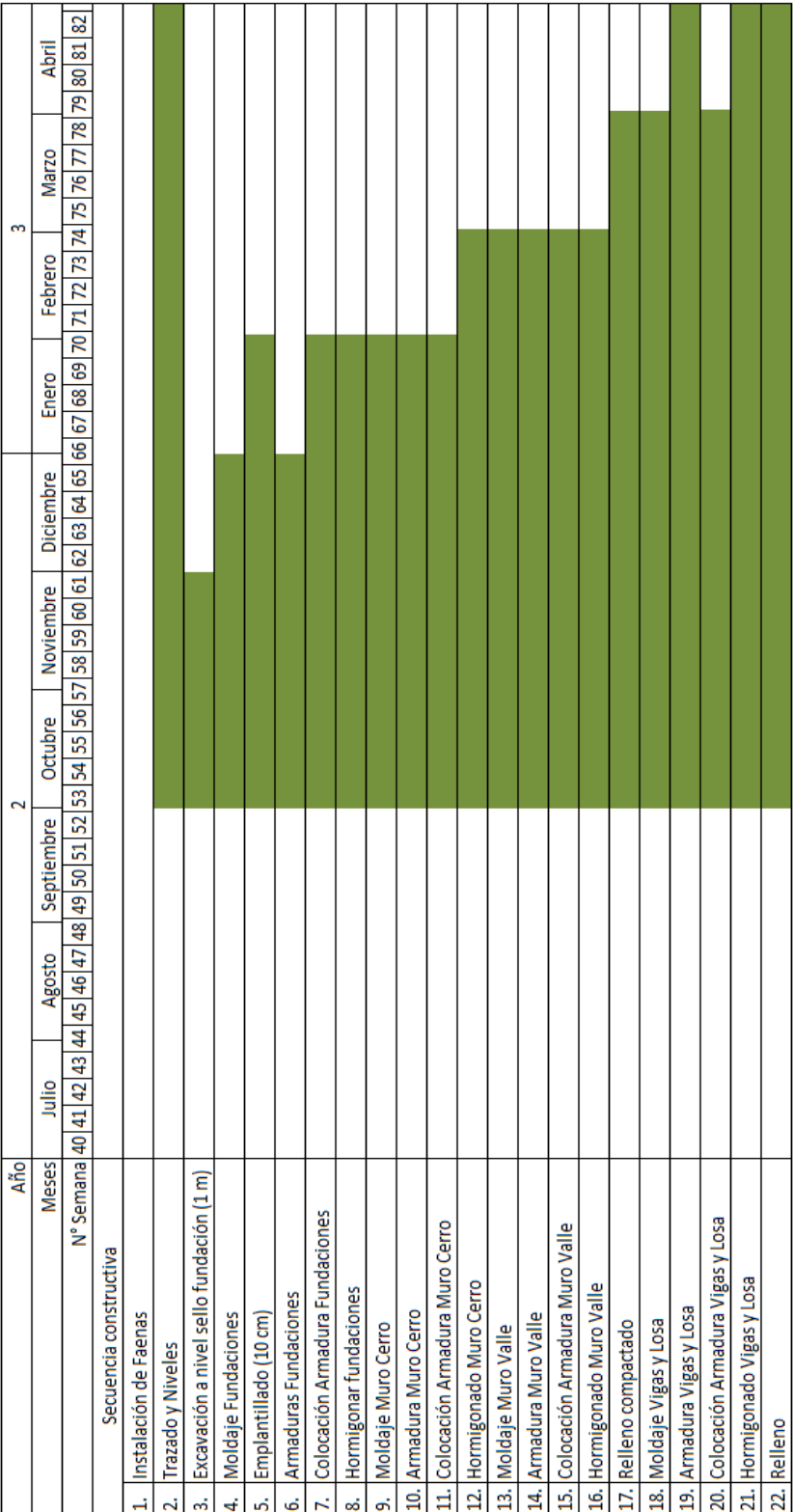


Figura 6.30: Programa de trabajo cobertizo in situ. Continuación.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

Capítulo 7: Cobertizos Prefabricados v/s Cobertizos in Situ

De acuerdo a lo presentado en los capítulos anteriores, se tienen dos metodologías para construir los cobertizos en alta montaña, de forma prefabricada o de forma in situ.

La prefabricación es un método industrial de producción de elementos o parte de una construcción en planta o fábrica y posteriormente instalan los elementos en la obra. La metodología in situ hace referencia a que todo el hormigón armado se realizará en el sitio en donde se establece la estructura.

En estos capítulos se expone el diseño estructural, los tiempos de construcción y los costos asociados de cada alternativa.

En cuanto al diseño estructural se tiene que ambas alternativas son factibles sin considerar una estructura muy grande y asimismo cumplen con todas las exigencias de la normativa nacional y además verifican con las exigencias de Codelco y de la División Andina. En cuanto a los tiempos de construcción se obtiene que los cobertizos hechos de manera prefabricada se construyen en 6 meses mientras que los cobertizos hechos de manera in situ se realizan en 19 meses, es decir, 3 veces más que la metodología prefabricada, esta diferencia se genera principalmente a las condiciones climáticas de la zona. Finalmente los costos asociados a los cobertizos hechos de manera prefabricada son menores que los asociados a los cobertizos hechos de manera in situ. Para la metodología prefabricada se tiene que el costo por metro lineal es de 609UF/ml y para la metodología in situ es de 681UF/ml, lo que genera grandes diferencias en el costo total del proyecto.

Este capítulo pretende presentar de forma cuantitativa las diferencias que existen entre las dos metodologías mencionadas, tomando en consideración las variables costos, horas hombre y tiempo. Asimismo considerando los indicadores estudiados, se exponen las conclusiones destacando la metodología que resulte más favorable para la ejecución del proyecto.

7.1 Comparación Horas Hombre Mensuales

Primeramente se realizará una comparación en que se muestran las horas hombre (HH) que cada alternativa ocupa cada mes de construcción.

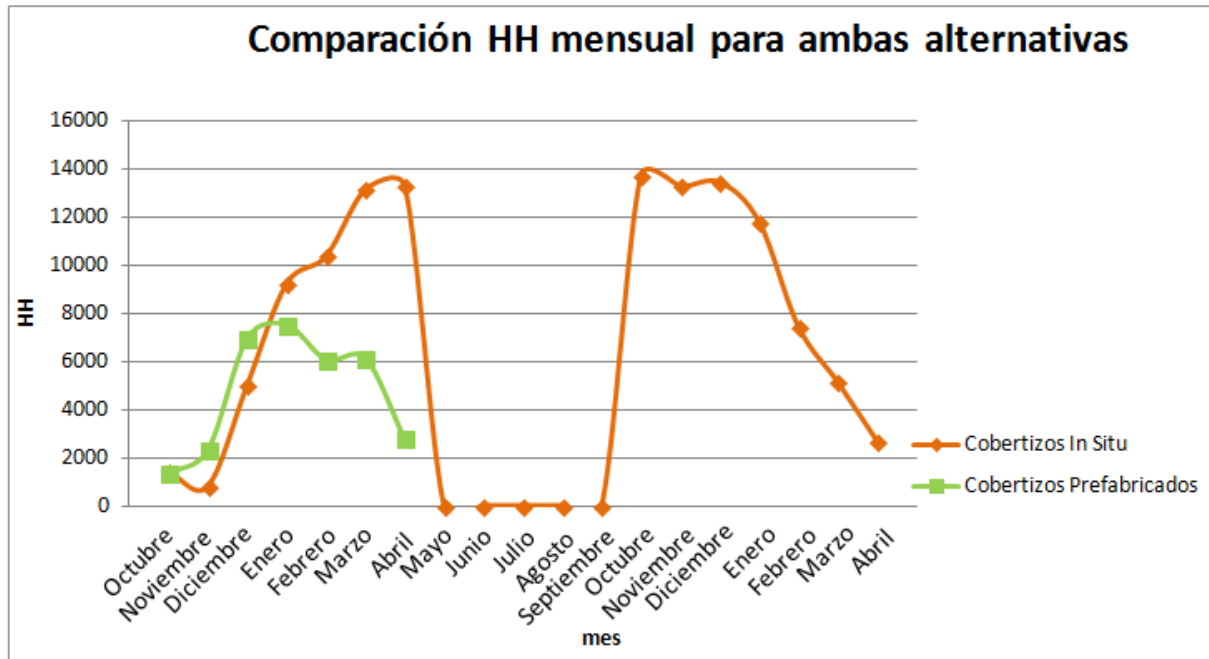


Figura 7.1: Comparación HH mensuales para ambas alternativas.

[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 7.1 la línea verde representa las HH mensuales de los cobertizos hechos de manera prefabricada. Se puede notar que este proyecto se realiza entre los meses de octubre hasta abril del siguiente año y que en los meses en que existe la mayor cantidad de HH utilizadas son diciembre y enero, esto se debe a que durante estos meses se realizan la mayor cantidad de actividades en paralelo. Asimismo se puede ver que el mes en el que se utilizan menos HH es durante el mes de octubre que es donde únicamente se realiza la instalación de faenas.

La línea naranja representa las HH mensuales de los cobertizos hechos de manera in situ. En esta gráfica se ve que la construcción de esta alternativa se proyecta para 19 meses. En los meses en que se estima la mayor cantidad de HH a utilizar son abril (séptimo mes) y octubre (decimotercer mes), esto debido a que durante estos meses se realizan la mayor cantidad de actividades en paralelo. En el gráfico de la Figura 7.1 se muestra que entre los meses mayo a septiembre no existen HH asociadas a la construcción del proyecto, esto es porque durante estos meses la obra se debe detener

con razón de las condiciones climáticas peligrosas de la zona de emplazamiento del proyecto.

Si se analizan ambas curvas en conjunto se puede concluir que el proyecto de cobertizos hechos de manera in situ utiliza más del doble de HH que el proyecto de cobertizos prefabricados, lo que influye directamente en los costos asociados al proyecto, es decir, para el caso hecho in situ se deberán pagar más del doble de HH que para el caso prefabricado.

7.2 Costo Mensual Para Cada Alternativa

En la Figura 7.2 se muestra el costo mensual para la alternativa de cobertizos prefabricados.

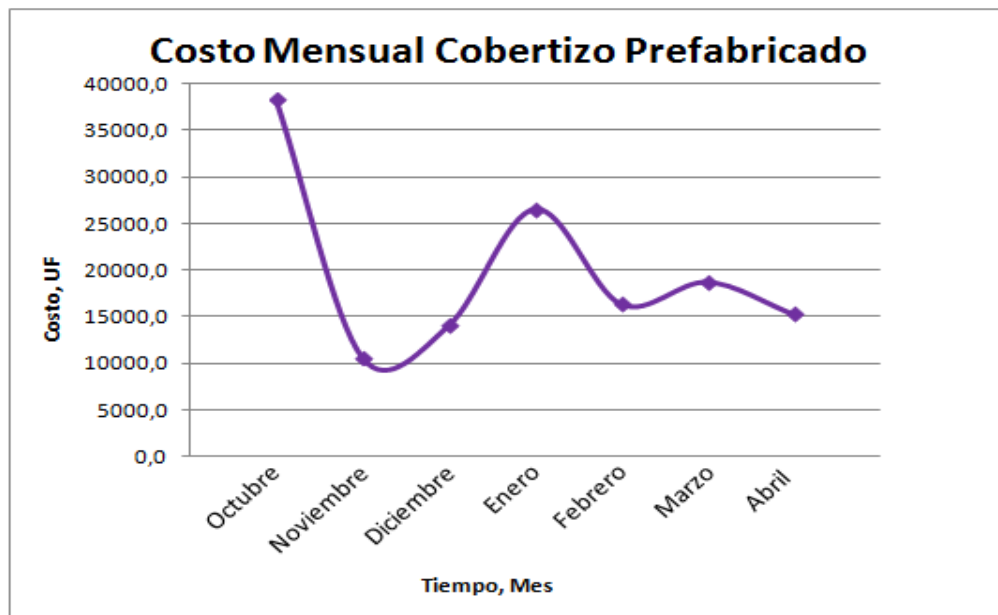


Figura 7.2: Costo mensual cobertizo prefabricado.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 7.2 se puede notar que el mayor costo en la alternativa de cobertizos prefabricados se genera el primer mes. Este costo se genera debido a que este mes es en el que se compran las piezas prefabricadas, este ítem es el más costoso de todos, tal cual se muestra en la Tabla 5.9.

Del mismo modo se puede ver que en el mes de enero se realiza otro gran gasto en comparación al resto y esto es debido a que durante este mes se realizará la mayor parte del hormigonado de las fundaciones, este hito es el segundo más costos de acuerdo a la Tabla 5.9.

Por otra parte, también se puede ver que el mes en que se realizan menos gastos, es durante el mes de noviembre. En este mes las principales actividades que se desarrollan son excavación y armadura de refuerzo para las fundaciones.

En la Figura 7.3 se muestra el costo mensual para la alternativa de cobertizos in situ.

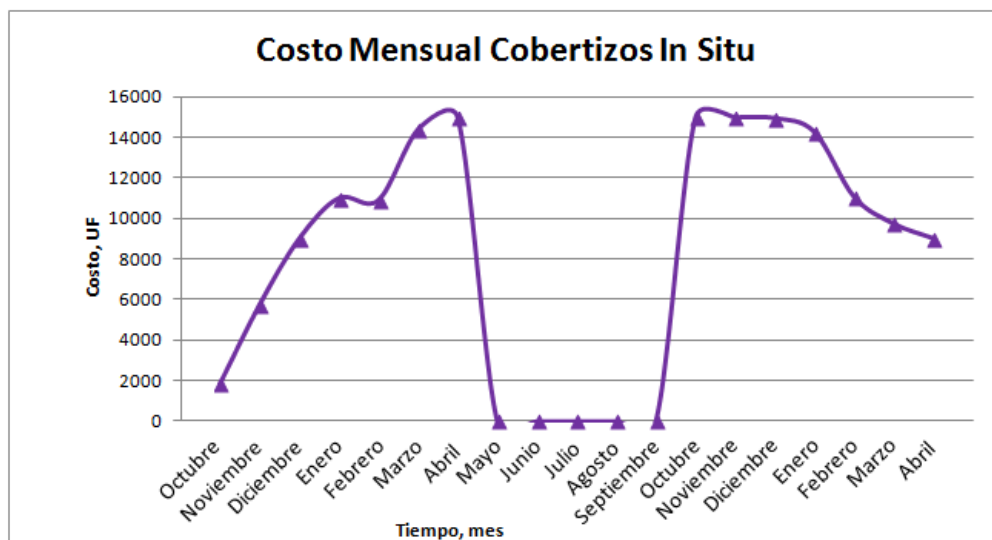


Figura 7.3:
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 7.3 se puede notar que el mayor costo en la alternativa de cobertizos prefabricados se genera en los meses abril (séptimo mes) y octubre (decimotercer mes). Este costo se genera debido a que en estos meses es cuando están todas las actividades realizándose de forma paralela, lo que genera el mayor gasto del proyecto.

En el gráfico de la Figura 7.3 se muestra que entre los meses mayo a septiembre no existen costos asociados a la construcción del proyecto, esto es porque durante estos meses la obra se debe detener con razón de las condiciones climáticas peligrosas de la zona de emplazamiento del proyecto.

Comparando las Figuras 7.2 y 7.3 se puede ver que la alternativa que genera el mayor desembolso en un mes es la de los cobertizos prefabricados, con un gasto de UF38.000 aproximadamente.

Además, para el caso de cobertizos in situ, aparte del costo directo, existe un costo extra relacionado directamente a que durante el lapso libre de construcción (meses entre mayo y septiembre) son esperables 3 eventos de avalanchas, lo que generará que el camino se deba cerrar durante un tiempo determinado, provocando que los trabajadores que se encuentren trabajando en el rajo en ese momento no puedan descender, generando así un gasto asociado a la alimentación, entretención y salud de los trabajadores. Además existe un gasto que se genera por los trabajos de despeje del camino industrial, esto es, sacar la nieve que queda acumulada en dicho camino. Por otra parte, debido a la pérdida de la conectividad entre el punto de acceso en el sector de Saladillo y las minas de la División Andina, se genera una disminución de la producción de cobre. Para esta fase de ingeniería no se posee la cuantificación de los costos debidos al bienestar de los trabajadores y a los trabajos de despeje del camino, tampoco se conoce la pérdida monetaria generada por la disminución de la producción de material, pero es importante tomarlo en cuenta en próximos estudios con mayor nivel de precisión. Todos estos costos afectan de manera negativa al estudio de Cobertizos in situ, es decir, generan que el costo final del proyecto sea aún más elevado.

7.3 Comparación Costo Acumulado en el Tiempo

En la Figura 7.4 se muestra la curva costo acumulado vs tiempo.

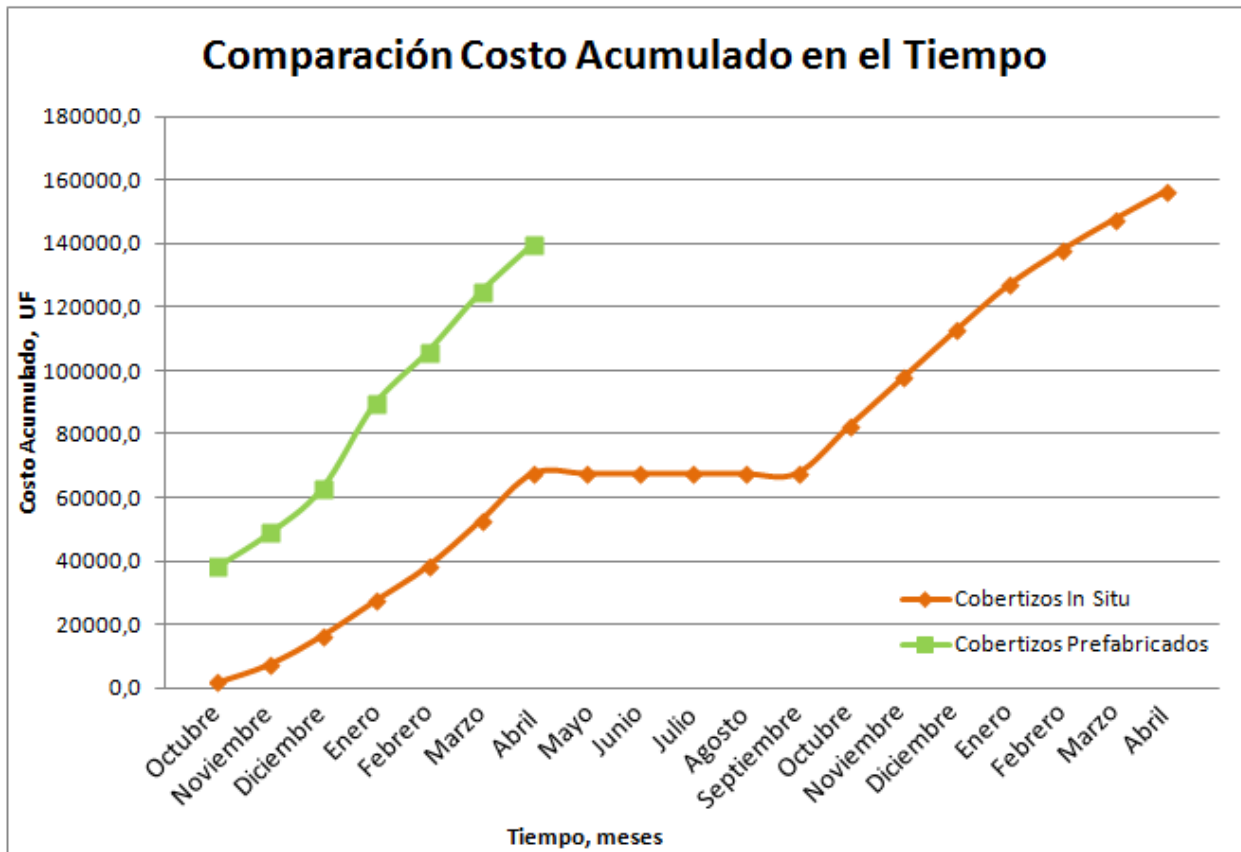


Figura 7.4: Comparación costo acumulado en el tiempo.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

En la Figura 7.4 se representa con línea de color verde el proyecto de cobertizos prefabricados y con línea de color naranja el proyecto de cobertizos in situ. Se puede notar que para el caso prefabricado se requiere un mayor gasto inicial, cercano a los UF38000 mientras que para el caso in situ el costo inicial es cercano a los UF2.000.

Para el caso prefabricado se puede ver que el costo del proyecto crece casi linealmente hasta el mes de abril que es cuando el proyecto se ve finalizado, siendo el costo final de UF140.000 aproximadamente.

Para el caso hecho in situ, se puede ver que el costo crece casi linealmente hasta el mes de abril (séptimo mes). Luego entre los meses mayo a septiembre no se generan gastos, debido a que la obra se paraliza. Desde el mes de octubre (decimotercer mes) en adelante el costo sigue aumentando de forma casi lineal, hasta alcanzar un costo final de aproximadamente UF156.000.

Capítulo 8: Conclusiones y Recomendaciones

8.1 Conclusiones

En cuanto al diseño estructural, se tiene que existe una estructura que es capaz de resistir todas las solicitaciones que se presentan en el camino Industrial de la División Andina y que cumple con todos los requisitos impuestos por la normativa nacional y requisitos específicos de Codelco y la División Andina. Además la geometría de los cobertizos no posee grandes dimensiones, es decir, no se requieren grandes estructuras para este proyecto.

Las fundaciones diseñadas presentan una buena estabilidad ante todas las cargas que actúan sobre ellas, además cumplen holgadamente con la restricción del 80% de apoyo mínimo en suelo frente a cargas sísmicas.

En cuanto a los costos, se tiene que el precio de las piezas prefabricadas es elevado, pero el hormigón in situ es aún más caro. Es importante destacar que la ventaja de construir los cobertizos con hormigón prefabricado y no in situ, es que el tiempo de construcción se puede reducir en hasta en la mitad. Debido a las condiciones climáticas y geográficas del sector en estudio, se hace imposible realizar trabajos en periodos de invierno, por lo que se hace necesario aprovechar al máximo el período útil de construcción, y esto se puede lograr llevando las estructuras de hormigón hechas de la fábrica.

Además es importante destacar que la diferencia entre el costo por metro lineal entre los cobertizos in situ (681UF/ml) y los cobertizos en estudio (609UF/ml) es de más de un 12% tomando en cuenta los mismos ítems de construcción, es decir, es mucho más conveniente construir los cobertizos de manera prefabricada que con hormigón in situ.

En cuanto al tiempo de construcción, la brecha es bastante amplia entre elaborar los cobertizos de manera prefabricada o in situ. El tiempo desde que se comienza la instalación de faena y el fin de la construcción de la obra gruesa para los cobertizos prefabricados es de 7 meses, en cambio para los cobertizos in situ es de 19 meses, más del doble de tiempo.

Tomando en cuenta estos antecedentes se puede ver que las ventajas de construir los cobertizos de manera prefabricada es claramente más conveniente que construirlos con hormigón in situ.

A pesar de que este estudio se realizó para el caso particular del camino industrial de la mina Andina, los resultados abarcan a la mayoría de los caminos ubicados en alta montaña, ya que las condiciones tanto climáticas como geográficas no son muy distintas.

8.2 Recomendaciones

Este estudio se realizó con el fin de demostrar que la construcción de cobertizos se puede llevar a cabo al menos en un tramo del camino industrial. Debido al nivel de este estudio (ingeniería de prefactibilidad), se dejaron fuera de alcance varios ítems, los que se recomiendan considerar en estudios posteriores de mayor nivel de detalle, para así lograr una estimación de costos más adecuada. Estos ítems son arquitectura, remoción de pavimentos, carpeta de rodadura, by pass, proyectos de iluminación, ventilación, aguas lluvias y así como también el gasto por servicio a las personas (alimentación, transporte, alojamiento, etc.)

El objetivo de instalar los cobertizos es mejorar la conectividad, es decir, reducir los días en que el camino industrial está bloqueado debido al paso de las avalanchas. Es por esto que se recomienda también estudiar los tramos del camino que se ven afectados por las avalanchas “Caleta Chica” ubicada en el Km 25, “Alcantarilla” ubicada en el km 24,5 Sur y finalmente la avalancha “Cobalto” ubicada en el Km 23. Es importante destacar que para este último tramo señalado se debe realizar un estudio para cobertizo tipo túnel falso, debido a que el camino se ve afectado desde ambas direcciones por flujo de avalanchas. Si se llegasen a construir cobertizos en estos 3 tramos más el tramo escogido en el presente estudio, se puede llegar a reducir en un 40% el tiempo en que se demora despejar el camino industrial cuando éste se ve afectado por avalanchas.

Para efectos de abaratar costos, en secciones donde la cantidad de m^3 del relleno estructural que va sobre el cobertizo es muy alta, se recomienda realizar un estudio para la sección transversal que se muestra en la Figura 8.1, aquí se muestra una contrapendiente en el relleno estructural. Si se considera la sección transversal de la Figura, se pueden dar 2 condiciones:

- La primera condición es que la avalancha además de generar las solicitaciones vistas en la presente tesis (Carga normal y de corte o cizalle), también puede generar una carga de impacto (en la dirección horizontal) sobre el relleno estructural, el cual se traspasaría a la estructura, por lo que el diseño estructural

- cambiaría. En este caso se deberá evaluar si es más conveniente ahorrar en la estructura o en relleno.
- Por otra parte, se puede generar que el espacio que queda sin relleno (círculo punteado rojo, Figura 8.1) se rellene de nieve debido a las nevazones anteriores al paso de avalanchas, por lo que al momento de pasar la avalancha por el lugar, ésta pase por sobre la estructura sin generar una fuerza de impacto (carga en la dirección horizontal), por lo que se generaría un caso similar al de esta tesis, pero se podría utilizar menos cantidad de relleno, lo que generaría una disminución en los costos.

Es importante saber cuál de estas 2 condiciones se generaría en el Proyecto Cobertizos en Hormigón Prefabricado en el caso de cambiar el perfil del relleno estructural. Luego para la condición que se genere, realizar un estudio y compararlo con los resultados de la presente tesis.

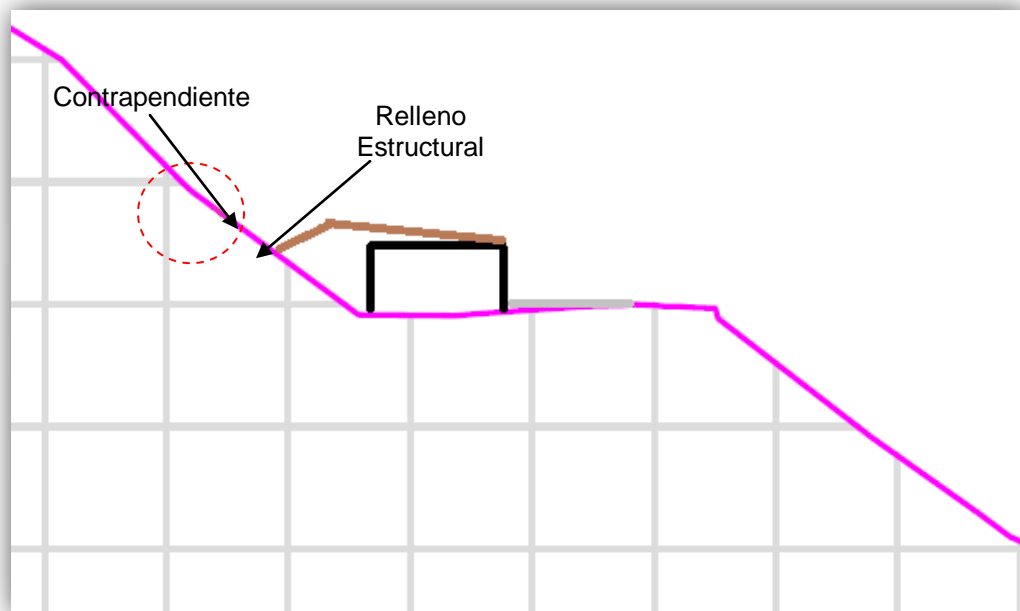


Figura 8.1: Perfil transversal propuesto para futuros estudios.
[Fuente: Elaboración propia, 2011]

Por otra parte, el flujo de avalancha, al momento de ir saliendo del techo del cobertizo, se dirige hacia el muro que está al lado del valle, tal como se muestra en la Figura 8.2. Debido a esto es que se deja un alero, de manera de proteger el muro. Los cobertizos de la ruta 60 – Ch no contenían este alero en su diseño, por lo que en este estudio tampoco se consideró, pero se recomienda chequear el funcionamiento que los cobertizos ya existentes han tenido con el diseño sin alero.

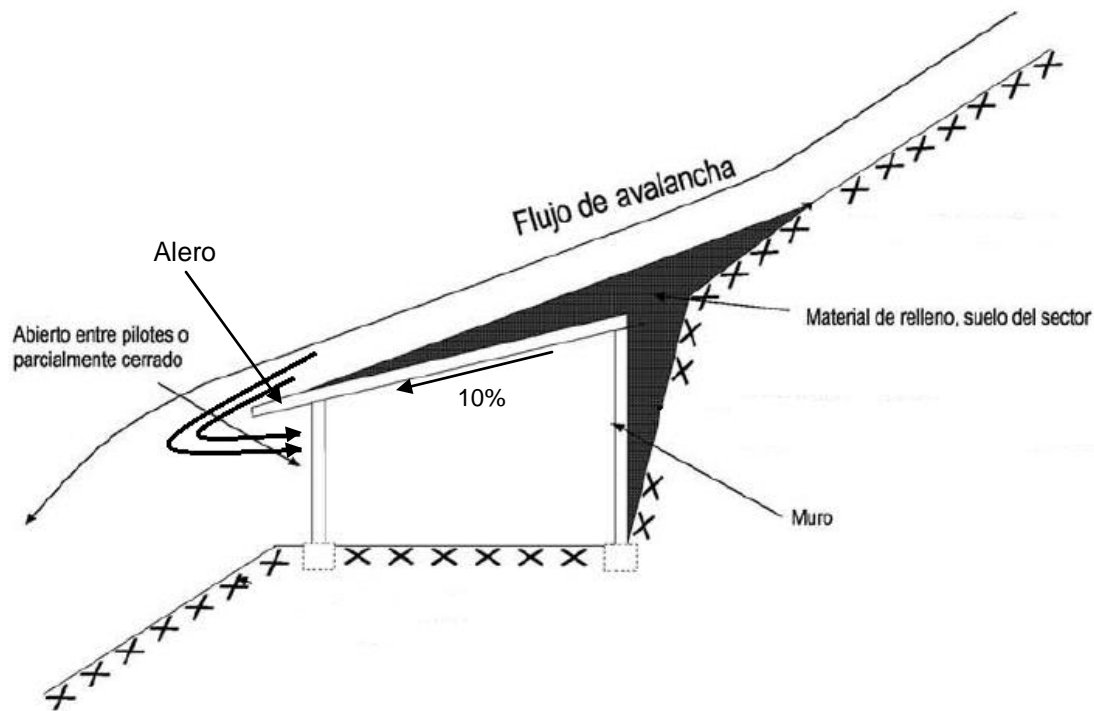


Figura 8.2: Sección transversal tipo de cobertizos, definida por el manual de carreteras.
[Fuente: Volumen 3, Manual de Carreteras, 2010]

Para abaratar el presupuesto total del proyecto, se debe tener en cuenta que el ítem que más influye en el presupuesto total es el hormigonado en segunda etapa, por lo que se recomienda realizar un estudio más en detalle especialmente de las fundaciones y ver si se pueden disminuir sus dimensiones.

Finalmente con efectos de reducir tiempos de construcción se recomienda realizar un programa de trabajo que considere que el montaje se realice por ambos frentes de los cobertizos.

Bibliografía

1. American concrete institute, (2008). *Building code requirements for structural concrete and commentary*. Autor
2. American Association of State Highway and Transportation Officials, (1996), *Standard specifications for highway bridges*, (16a. ed.). Washington D.C, EE.UU.: Autor
3. Codelco. (2008) *Criterio de diseño corporativo estructural DCC2008-VCP.GI-CRTES02-0000-001-0*. Santiago, Chile.: Autor
4. Codelco. (2008) *Criterio de diseño corporativo estructural-sísmico DCC2008-VCP.GI-CRTES02-0000-002-0*. Santiago, Chile.: Autor
5. Codelco. (2008) *Carta de avalanchas Cajón del río Blanco – Tramo Lagunitas – Sur Sur*. Santiago, Chile.: Autor
6. Codelco. (s.f). Recuperado el 15 noviembre de 2011, de http://www.codelco.cl/que-es-la-vp/prontus_codelco/2011-05-19/175929.html
7. Institute for snow and avalanche research. (2008). *New findings on the design of snow sheds*. [s.n]
8. Nilson, A. (2001). *Diseño de estructuras de concreto*. (12° ed.). Mc Graw Hill
9. Ministerio de obras públicas, (2010), *Manual de Carreteras Vol. N°3 "Instrucciones y criterios de diseño"*, Santiago, Chile
10. M.P Alaejos, M.A. Bermúdez, Durabilidad y procesos de degradación del hormigón de presas, Estudio bibliográfico, CEDEX, pp.83-93.
11. OPH Ingenieros consultores, Empresa de consultoría para proyectos de ingeniería.
12. P.A.M. Basheer, S.E. Chidiac, A.E. Long, "Predictive models for deterioration of concrete structures", *Construction and Building Materials*, Vol.10, N°1, pp.27-37.
13. Reinoso E., Rodriguez M., Betancourt R. (s.f). *En Conceptos básicos de diseño de elementos de concreto presforzado y prefabricado* (cap. 2). Recuperado el 13 de agosto de 2011, de <http://www.anippac.org.mx/>
14. R. León (Comunicación personal), Consultor en nieve y avalanchas.

ANEXO A

A.1 Presiones de Impacto, T = 100 años

A continuación se muestran las presiones de impacto de las avalanchas sobre el camino industrial de la división Andina de Codelco.

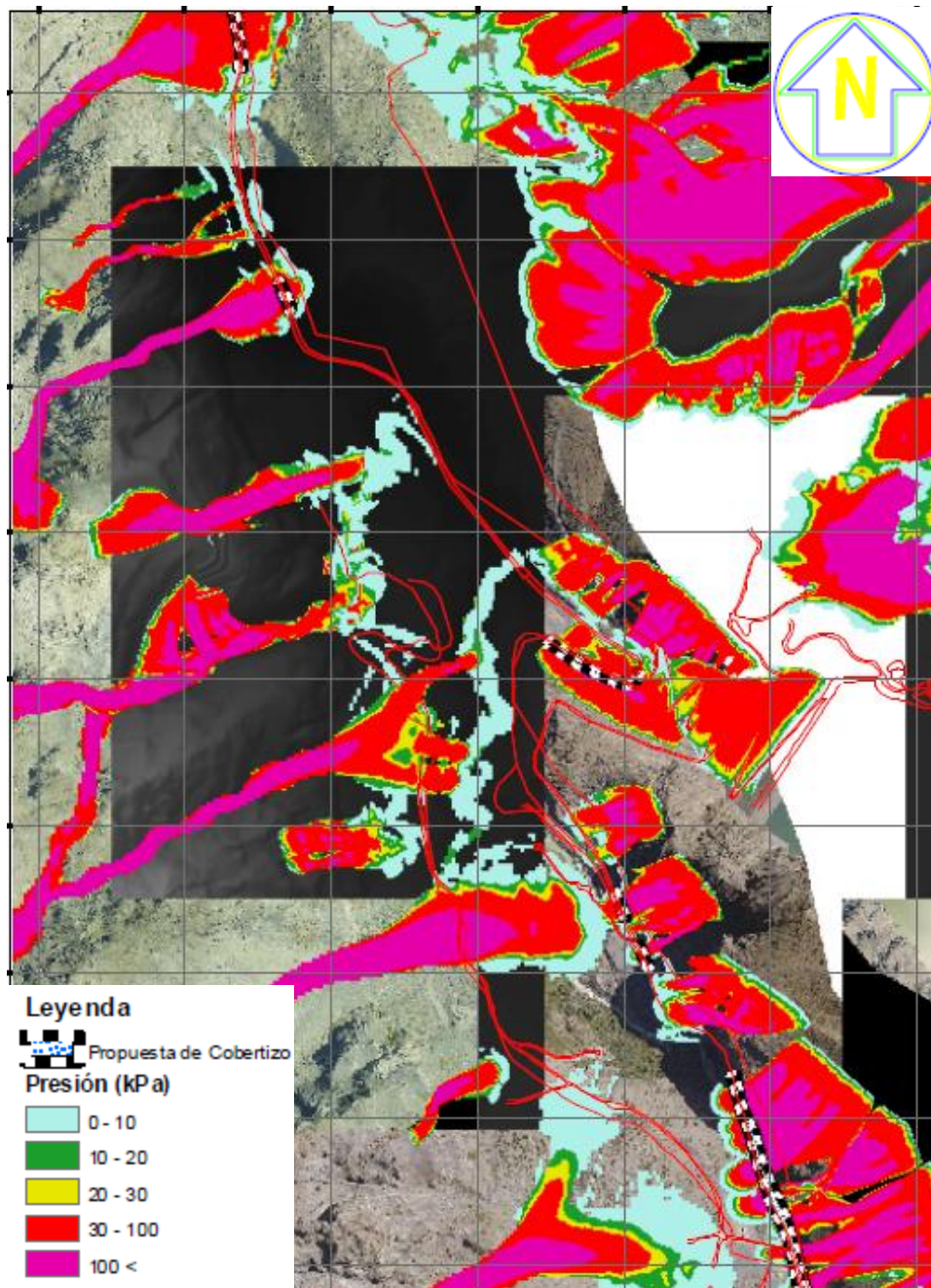


Figura A.1: Presión de Impacto por Avalanchas, Sector Los Lumes.
[Fuente: Codelco, 2011]

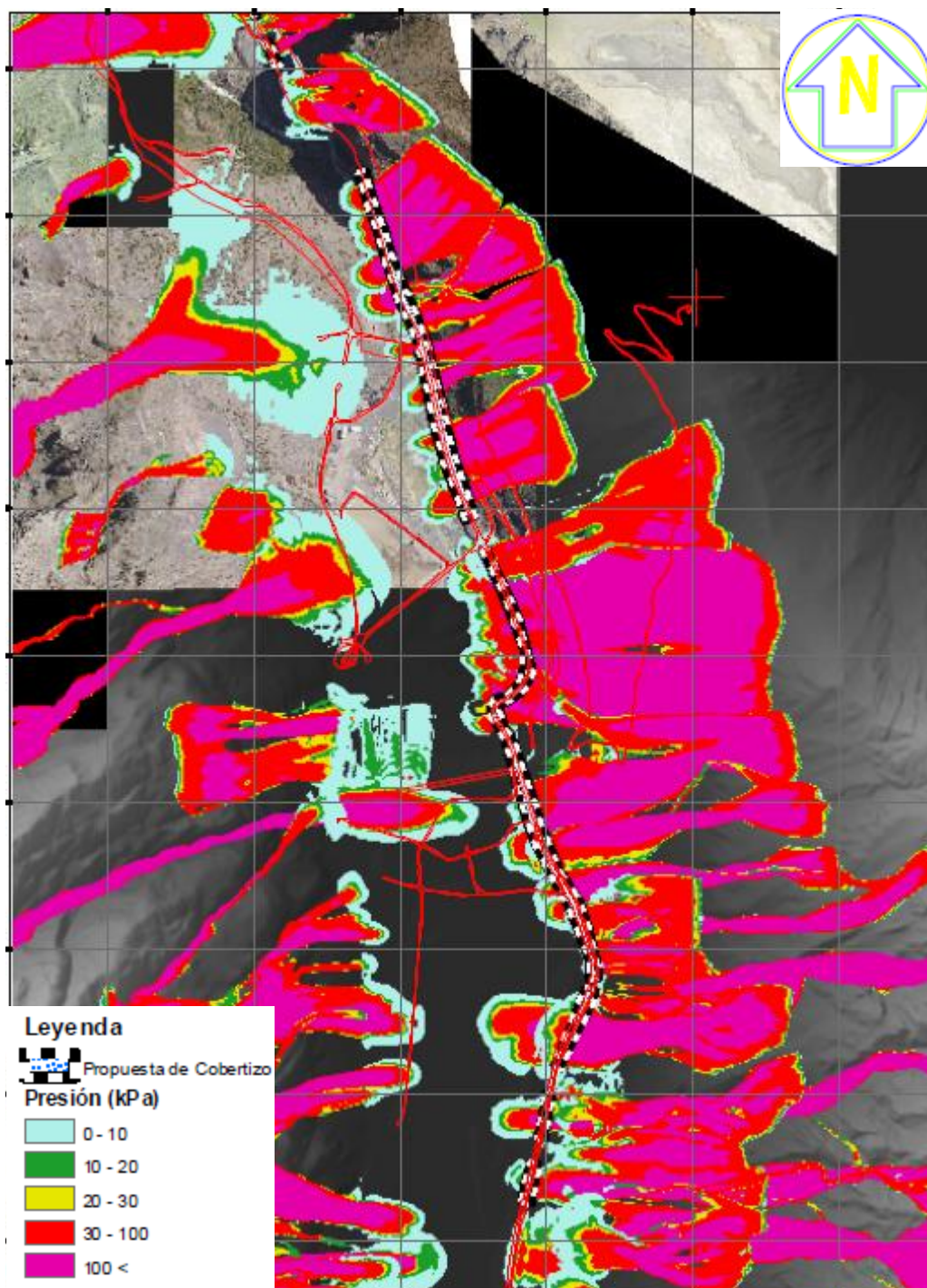


Figura A.2: Presión de Impacto por Avalanchas, Sector Piuquenes.
[Fuente: Codelco, 2011]

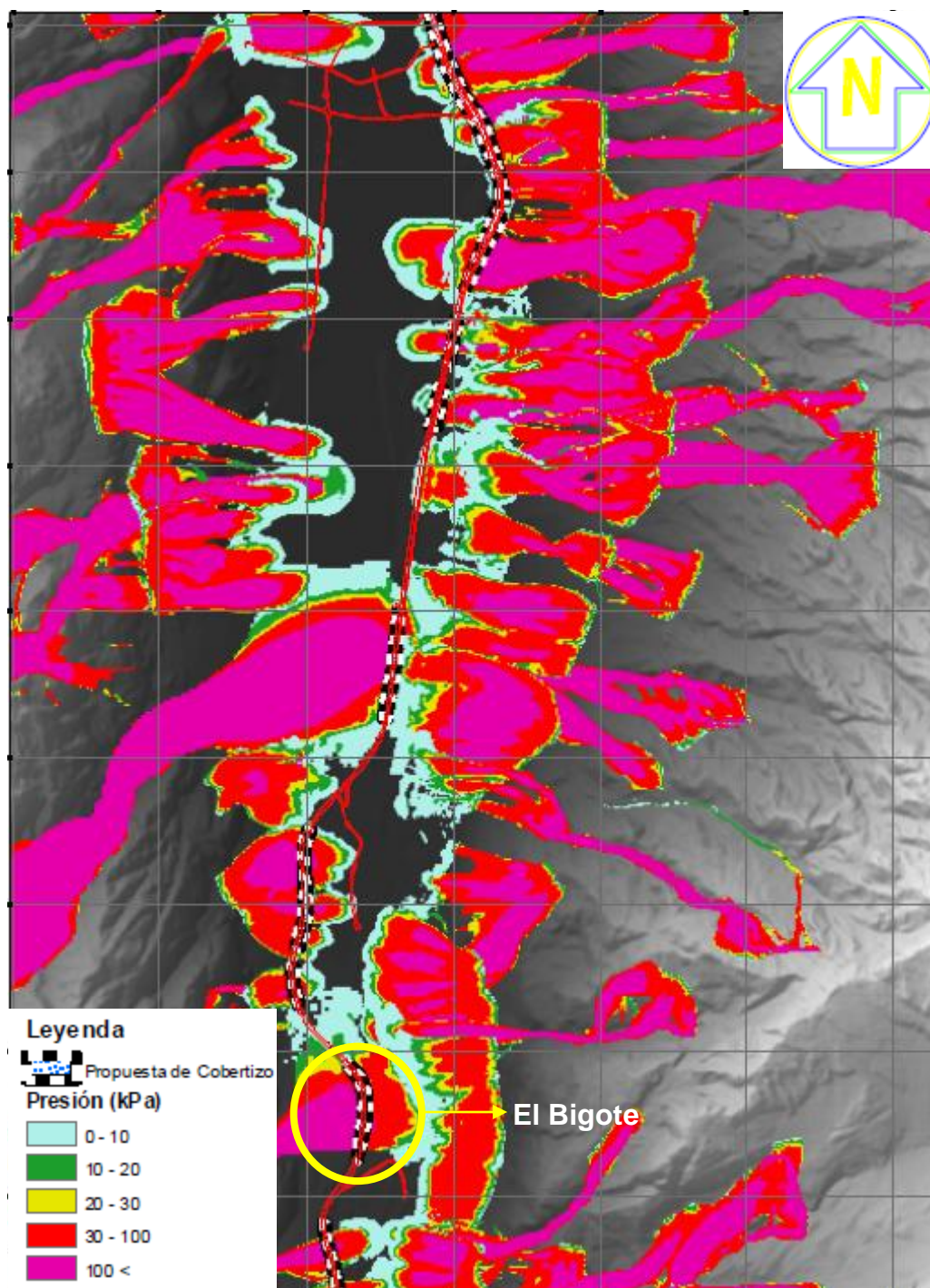


Figura A.3: Presión de Impacto por Avalanchas, Sector El Bigote.
[Fuente: Codelco, 2011]

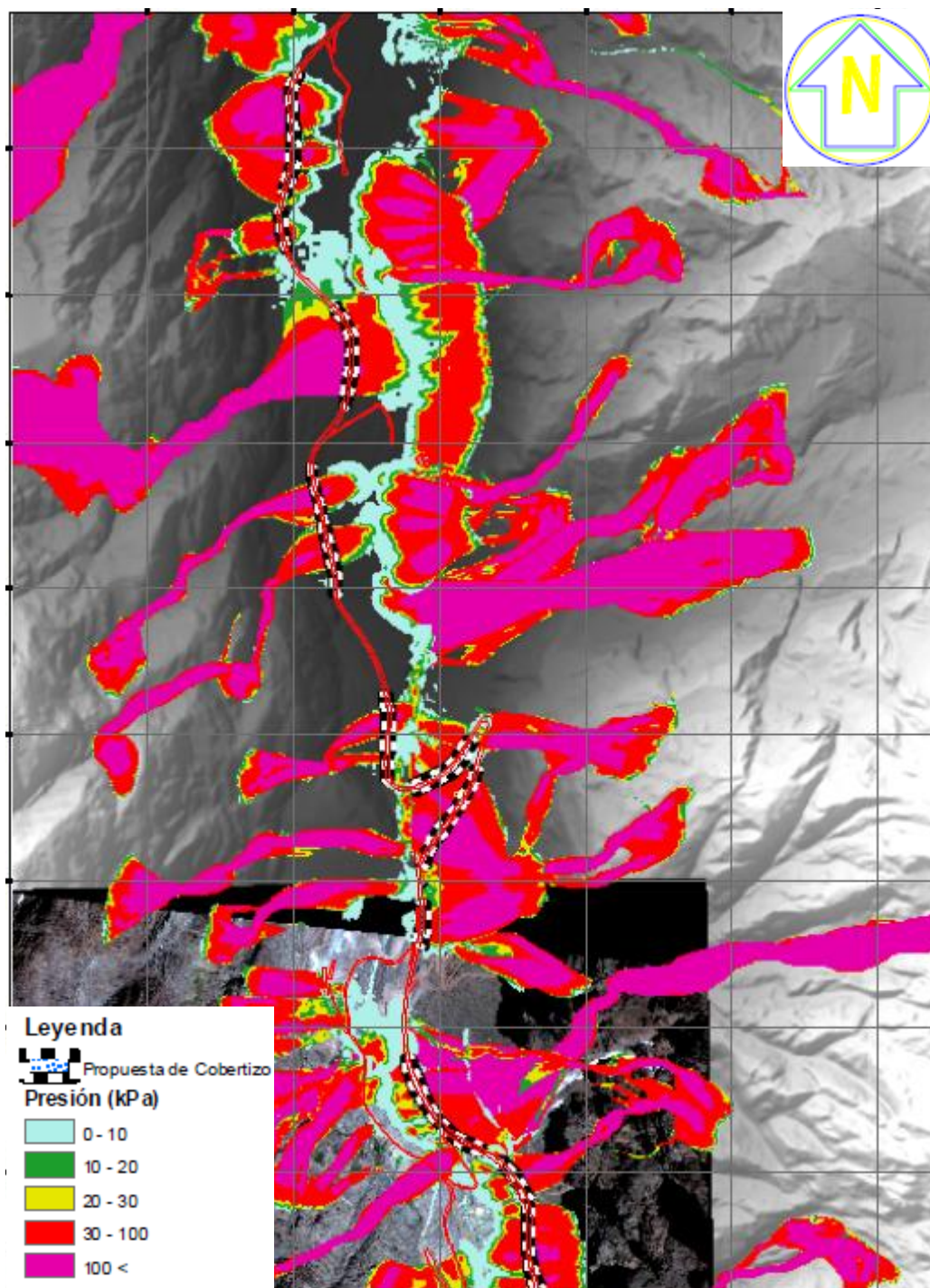


Figura A.4: Presión de Impacto por Avalanchas, Sector km. 21.
[Fuente: Codelco, 2011]

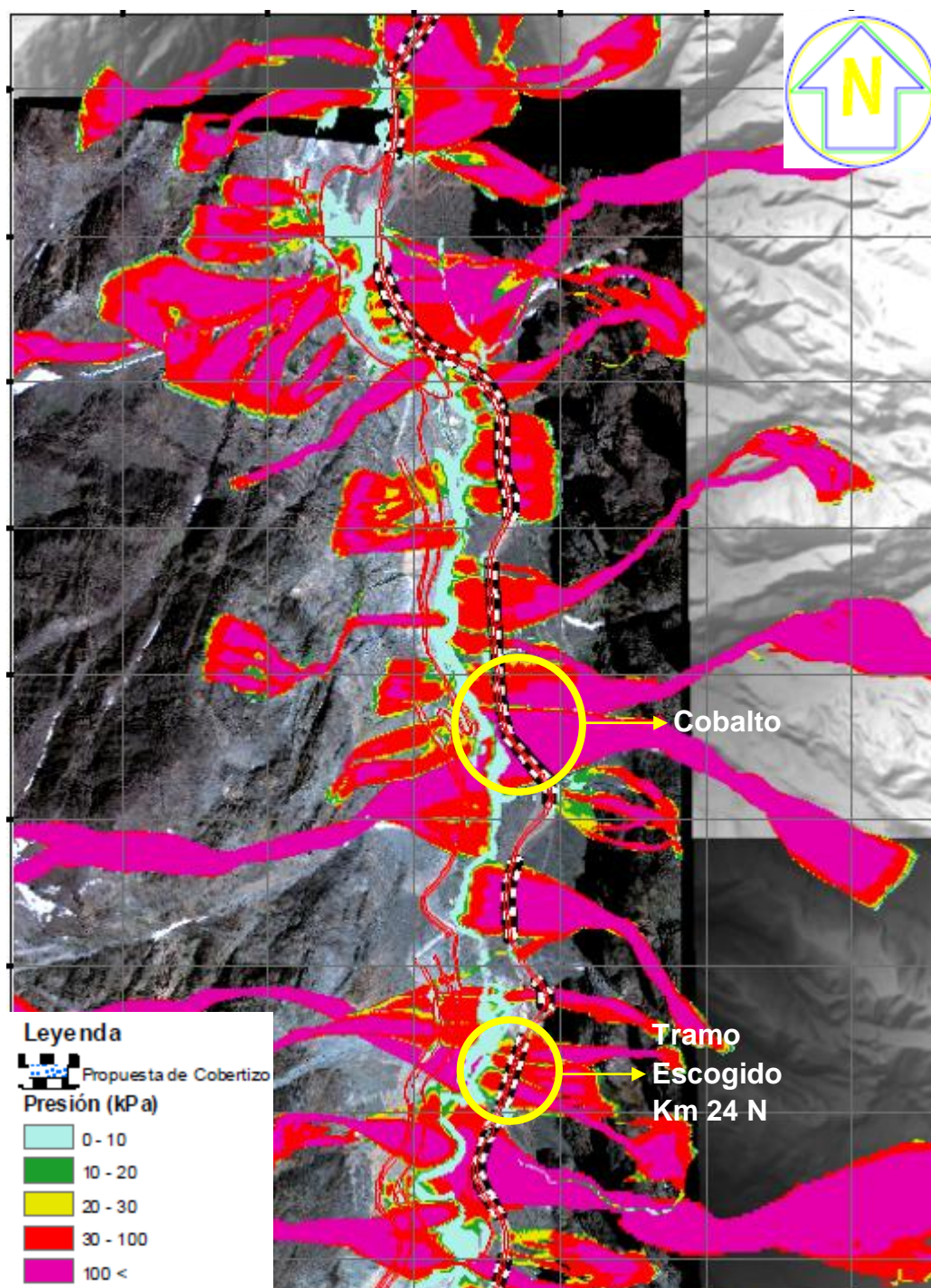


Figura A.5: Presión de Impacto por Avalanchas, Sector km. 24.
[Fuente: Codelco, 2011]

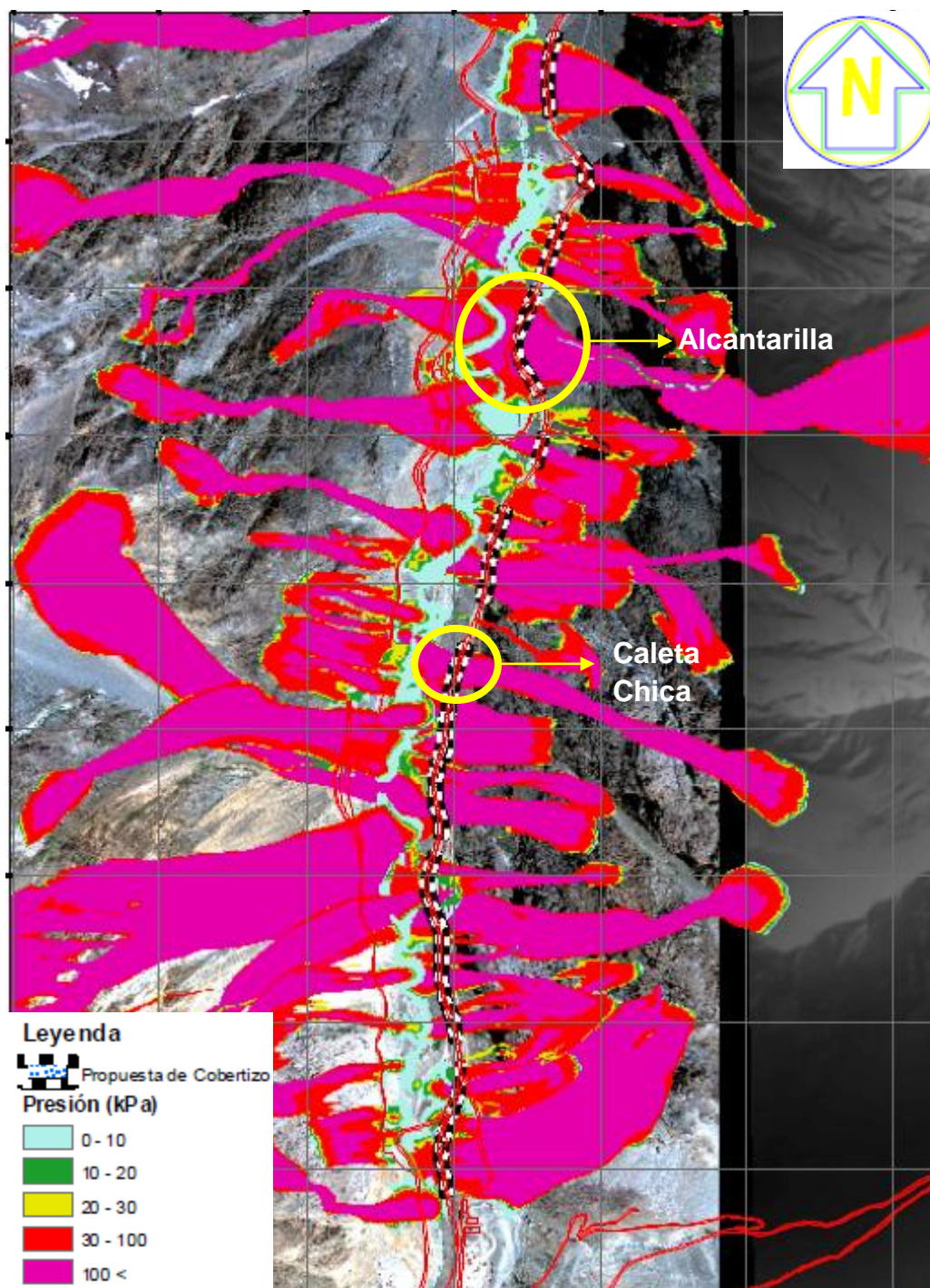


Figura A.6: Presión de Impacto por Avalanchas, Sector Lagunitas.
[Fuente: Codelco, 2011]

A.2 Altura máxima de flujo, T = 100 años

En la siguiente Figura se muestra la altura máxima de flujo que alcanzan las avalanchas sobre el camino industrial de la División Andina de Codelco.

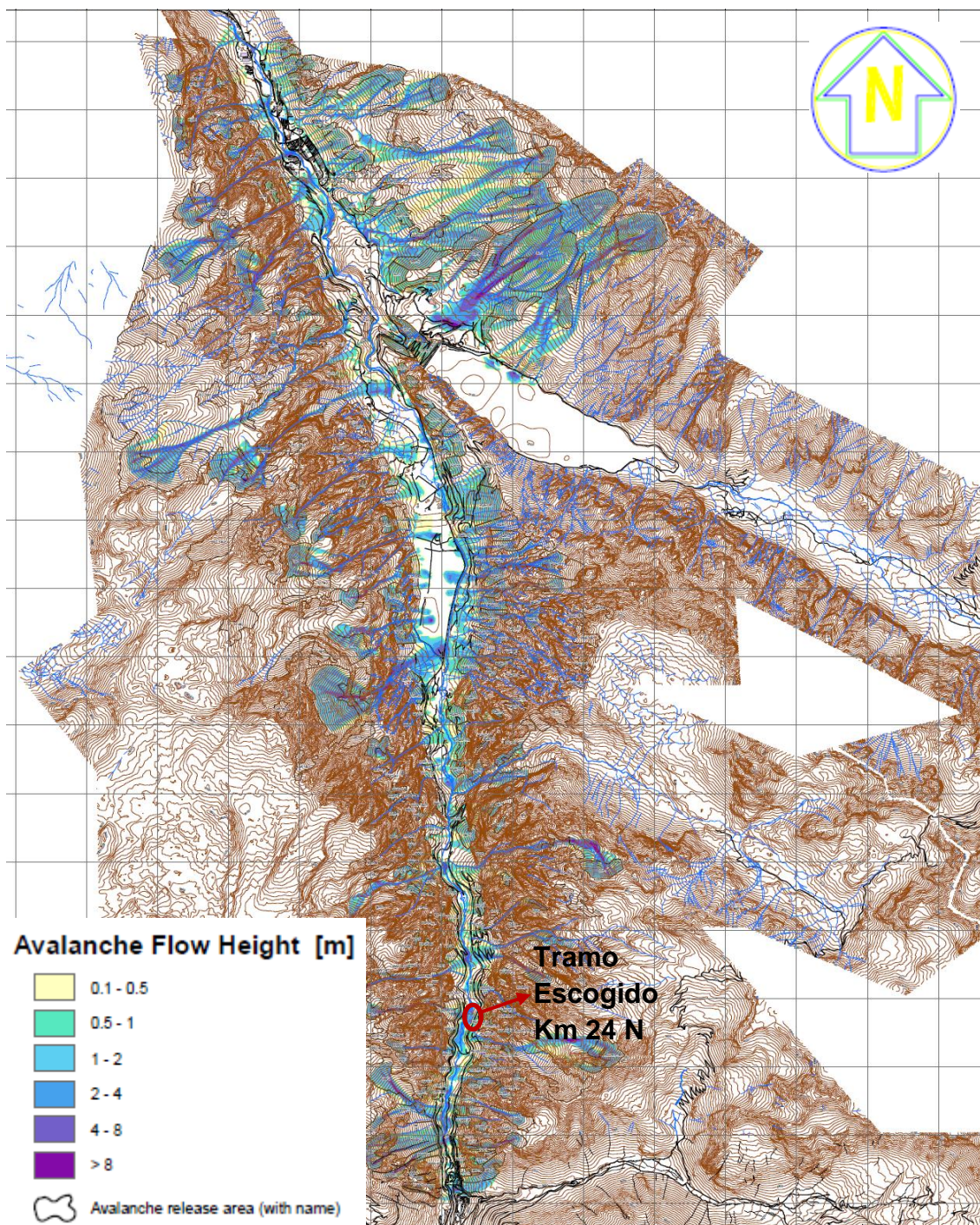


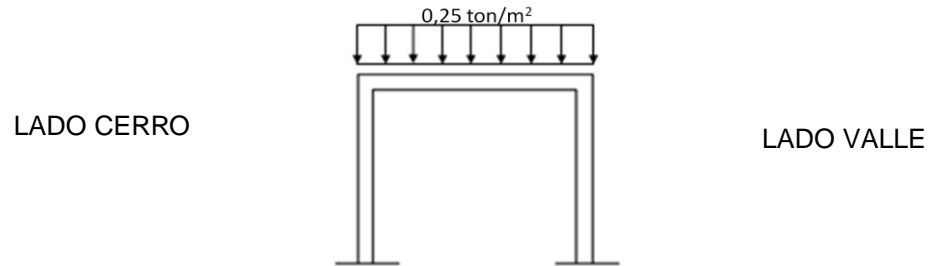
Figura A.7: Altura máxima de flujo, tramo Saladillo – Lagunitas.
[Fuente: Codelco, 2011]

ANEXO B

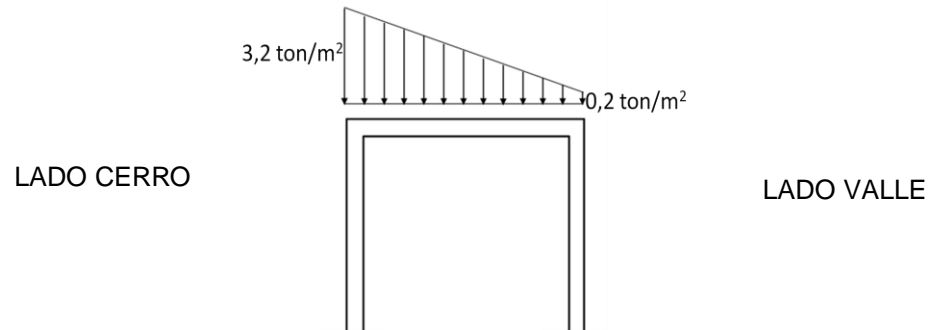
B.1 Cargas de Diseño

En las siguientes figuras se muestran cómo actúa cada carga sobre el cobertizo y la magnitud de cada una de ellas.

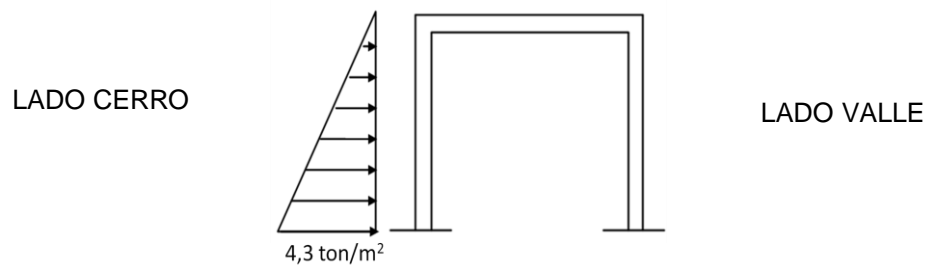
B.1.1 Peso Propio Losa



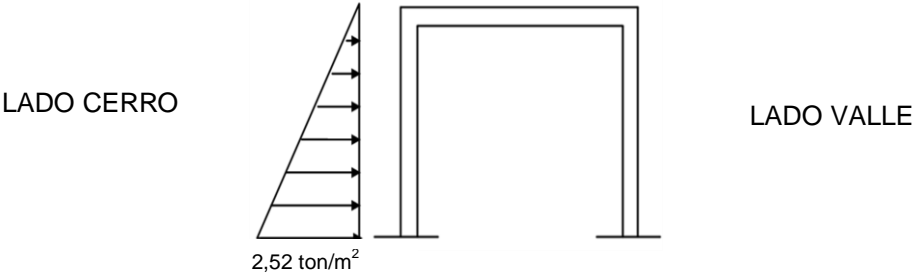
B.1.2 Peso Propio Relleno Estructural



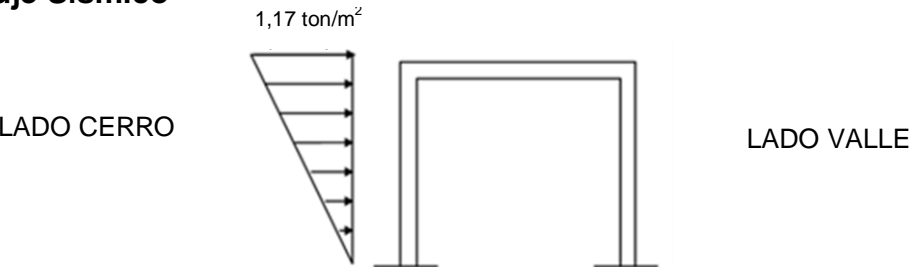
B.1.3 Empuje en Reposo



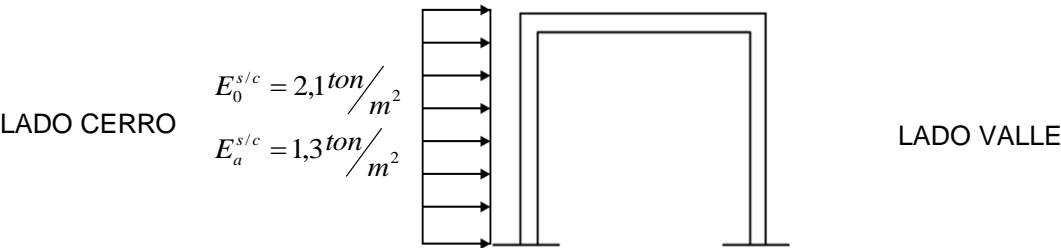
B.1.4 Empuje Activo



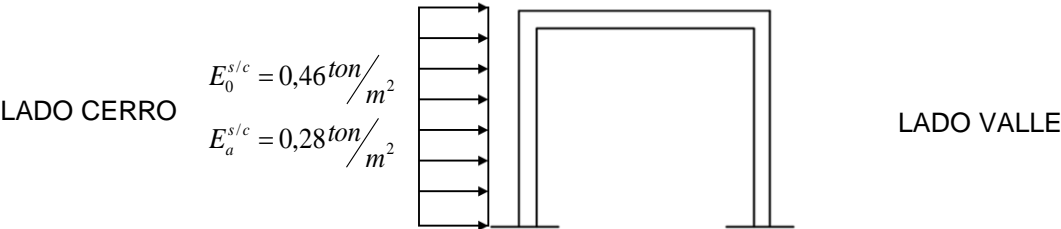
B.1.5 Empuje Sísmico



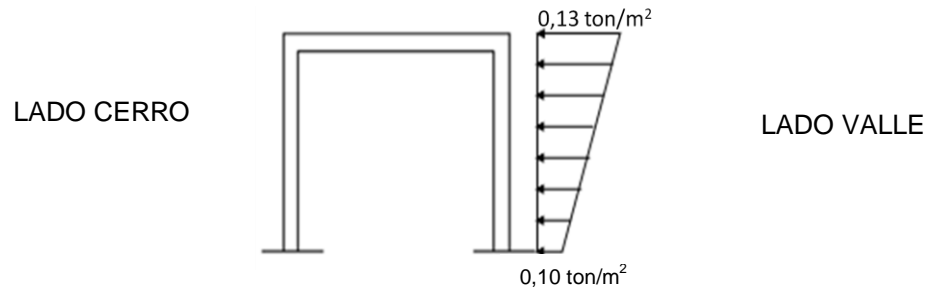
B.1.6 Empuje Sobrecarga Relleno



B.1.7 Empuje Sobrecarga Nieve



B.1.8 Viento



Cálculo de la acción del viento

Factor de forma 1,2

Del documento Criterio de diseño estructural A09M211-P40-FLUOR-12000-CRTES02-0000-001-P, se tiene que:

Para una cota de 2960 msnm la presión del viento es:

0 m → 117,2 kg/m²

4m → 117,2 kg/m²

7 m → 159,0 kg/m²

Para una cota de 2480 msnm la presión del viento es:

0 m → 100,0 kg/m²

4m → 100,0 kg/m²

7 m → 135,7 kg/m²

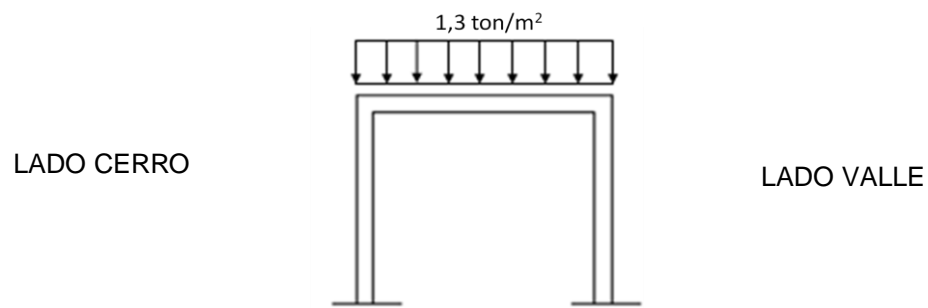
La cota a la que se encontrará el cobertizo es de 2600 msnm, y considerando una altura de 6 metros de cobertizo, al interpolar se tiene:

$$\frac{2960 - 2480}{117,2 - 100} = \frac{2960 - 2600}{117,2 - x_1} \rightarrow x_1 = 104,3 \text{ kg/m}^2 = 0,10 \text{ ton/m}^2$$

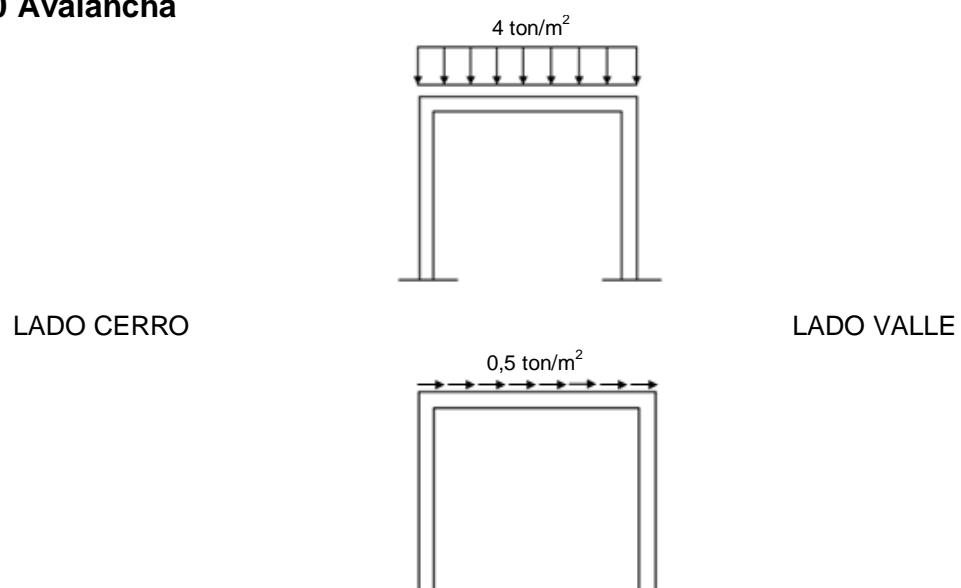
$$\frac{2960 - 2480}{159 - 135,7} = \frac{2960 - 2600}{159 - x_2} \rightarrow x_2 = 141,53 \text{ kg/m}^2$$

$$\frac{7 - 4}{141,53 - 104,3} = \frac{7 - 6}{141,53 - x_3} \rightarrow x_3 = 130 \text{ kg/m}^2 = 0,13 \text{ ton/m}^2$$

B.1.9 Nieve

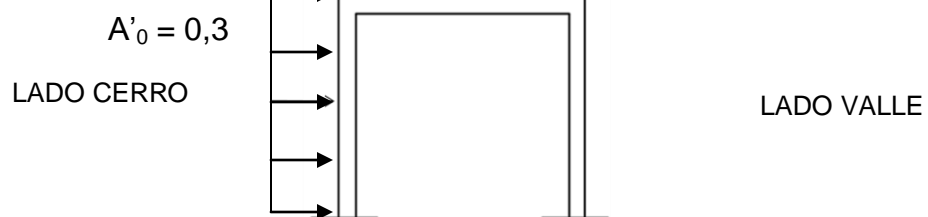


B.1.10 Avalancha



B.1.11 Sismo

Análisis Estático, $C = \pm 0,5A'_0$



De la NCh2369 Of. 2003, se obtiene:

- Zonificación sísmica: Zona 2
- Aceleración efectiva máxima $A_0 = 0,30g$
- Factor de importancia $I = 1,2$
- Factor de modificación de la respuesta $R = 3$
- Razón de amortiguamiento $\xi = 0,05$

ANEXO C

C.1 Coeficientes de Empuje

En la Figura C.1 se muestra cómo actúan los distintos tipos de empuje de tierra sobre el muro de contención.

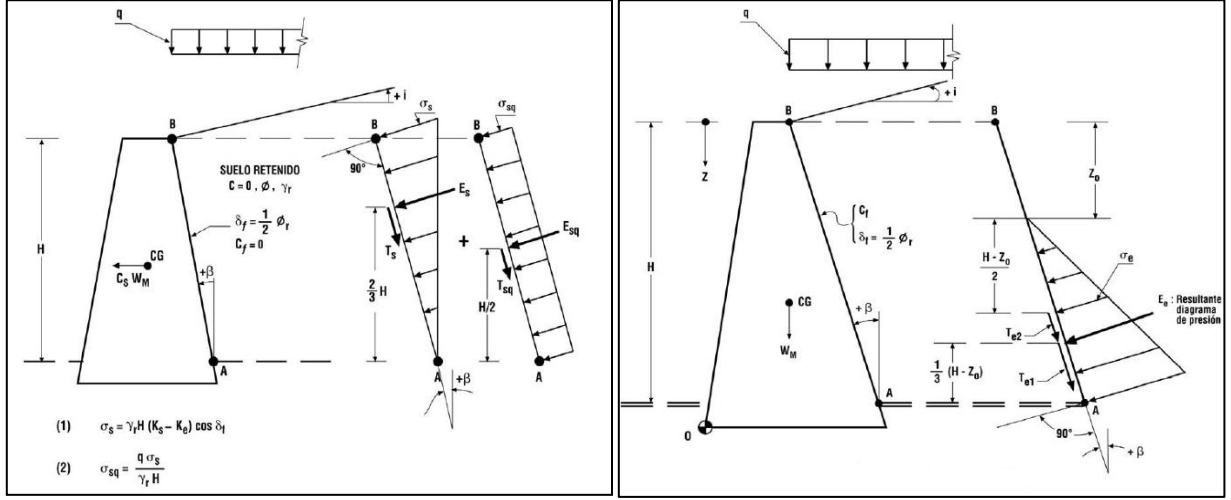


Figura C.1: A la izquierda Empuje de tierra estático en un muro gravitacional. A la derecha componente sísmica de empuje en muro gravitacional.

[Fuente: Volumen 3 Manual de Carreteras, 2011]

Según el manual de carreteras el coeficiente de empuje activo estático es:

$$K_e = \left[\frac{\frac{1}{\cos \beta} \cos(\beta - \varphi)}{\sqrt{\cos(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - i)}{\cos(\beta - i)}}} \right]^2 \cdot \cos \beta$$

Y el coeficiente de empuje activo sísmico es:

$$K_s = \left\{ \frac{\cos^2(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - i - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2} \right\} \cdot \cos \beta$$

Datos del Suelo según mecánica de
suelos y Diseño:

$$\begin{aligned}\phi &= 40^\circ \\ \beta &= 0^\circ \\ A_0 &= 0,3 \\ C &= 0,5 \cdot A_0 = 0,15 \\ \theta &= \arctan C = 8,531^\circ \\ \delta &= 0,5 \cdot \phi = 20^\circ \\ i &= 15\% = 8,531^\circ\end{aligned}$$

k_0 : Coeficiente de empuje en Reposo

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 0,357$$

$$k_e = 0,217$$

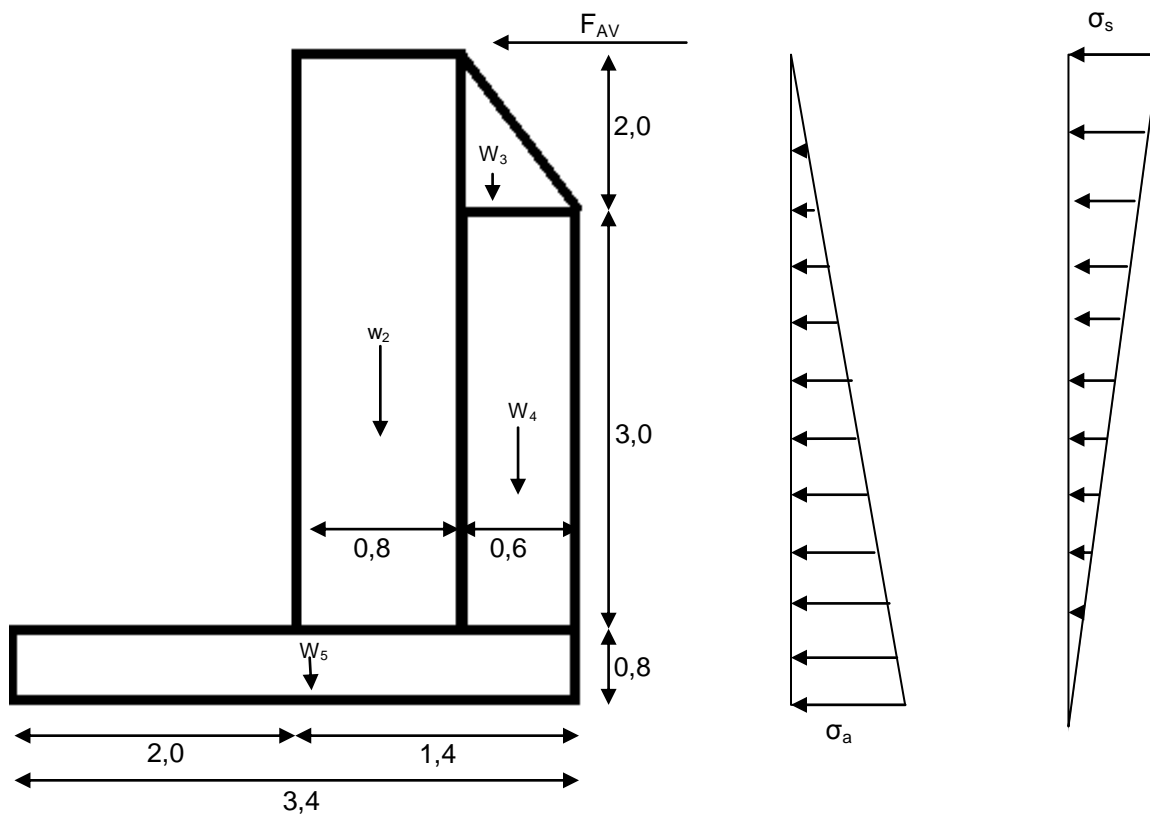
$$k_s = 0,318$$

$$\Delta k_s = 0,101$$

k_p : Coeficiente de empuje Pasivo

$$k_p = 1/k_e = 4,614$$

C.2 Estabilidad de las Fundaciones



w1: Peso muro

w2: w3, w4: Peso secciones contrafuerte

w5: Peso fundación

w6: Peso relleno

Datos:

$$\gamma_s = 2 \text{ ton/m}^3$$

$$k_s = 0,318$$

$$k_a = 0,217$$

$$\phi = 40^\circ$$

Cálculos de las leyes de empuje

$$\sigma_s = h_s \cdot \gamma_s \cdot (k_s - k_a) = 5,8m \cdot 2 \text{ ton}/m^3 \cdot 0,101 = 1,17 \text{ ton}/m^2$$

$$\sigma_a = h_a \cdot \gamma_s \cdot k_a = 5,8m \cdot 2 \text{ ton}/m^3 \cdot 0,217 = 2,52 \text{ ton}/m^2$$

Cálculo de las Fuerzas deslizantes y Momentos volcantes.

$$F_a = \frac{1}{2} \cdot 2m \cdot 2,52 \text{ ton}/m^2 \cdot 5,8m = 14,62 \text{ ton}$$

$$F_s = \frac{1}{2} \cdot 2m \cdot 1,17 \text{ ton}/m^2 \cdot 5,8m = 6,79 \text{ ton}$$

$$F_{AV} = 0,5 \text{ ton}/m^2 \cdot 7m^2 = 3,5 \text{ ton},$$

Donde, $0,5 \text{ ton}/m^2$ es la fuerza de cizalle que genera la avalancha sobre el cobertizo y los $7 m^2$ es el área del cobertizo por donde se desliza la avalancha.

$$\bar{Y}_a = \frac{1}{3} \cdot 5,8m = 1,93m$$

$$\bar{Y}_s = \frac{2}{3} \cdot 5,8m = 3,87m$$

$$\bar{Y}_{AV} = 5,8m$$

$$M_a = F_a \cdot \bar{Y}_a = 28,22 \text{ ton}$$

$$M_s = F_s \cdot \bar{Y}_s = 26,23 \text{ ton}$$

$$M_{AV} = F_{AV} \cdot \bar{Y}_{AV} = 20,3 \text{ ton}$$

Por lo tanto:

$$F_{des} = 24,91 \text{ ton}$$

$$M_{vol} = 74,75 \text{ ton} \cdot m$$

Cálculo de las Fuerzas y Momentos resistentes.

$$w_1 = 0,5m \cdot 5m \cdot 2m \cdot 2,5 \text{ ton}/m^3 = 12,5 \text{ ton}$$

$$w_2 = 0,1m \cdot 5m \cdot 0,8m \cdot 2,5 \frac{ton}{m^3} \cdot 2 = 1,0 \text{ ton}$$

$$w_3 = \frac{1}{2} \cdot 0,1m \cdot 2m \cdot 0,4m \cdot 2,5 \frac{ton}{m^3} \cdot 2 = 0,2 \text{ ton}$$

$$w_4 = 0,4m \cdot 3m \cdot 0,1m \cdot 2,5 \frac{ton}{m^3} \cdot 2 = 0,6 \text{ ton}$$

$$w_5 = 0,8m \cdot 3,4m \cdot 2m \cdot 2,5 \frac{ton}{m^3} = 13,6 \text{ ton}$$

$$w_6 = 1,4m \cdot 5m \cdot 2m \cdot 2 \frac{ton}{m^3} = 28,0 \text{ ton}$$

$$X_1 = 2,0m + 0,5m = 2,5m$$

$$X_2 = 2,0m + 0,4m = 2,4m$$

$$X_3 = 2m + 0,8m + \frac{1}{3} \cdot 0,6m = 3,0m$$

$$X_4 = 2,0m + 0,8m + 0,3 = 3,1m$$

$$X_5 = 1,7m$$

$$X_6 = 2,0m + 0,7m = 2,7m$$

$$M_1 = w_1 \cdot X_1 = 31,25m$$

$$M_2 = w_2 \cdot X_2 = 2,4m$$

$$M_3 = w_3 \cdot X_3 = 0,6m$$

$$M_4 = w_4 \cdot X_4 = 1,86m$$

$$M_5 = w_5 \cdot X_5 = 23,12m$$

$$M_6 = w_6 \cdot X_6 = 75,6m$$

Por lo tanto:

$$\varphi = 40^\circ$$

$$F_{resist} = \left(\sum_{i=1}^6 w_i \right) \cdot \tan \varphi = 46,91 \text{ ton}$$

$$M_{resist} = \left(\sum_{i=1}^6 M_i \right) = 134,83 \text{ ton} \cdot m$$

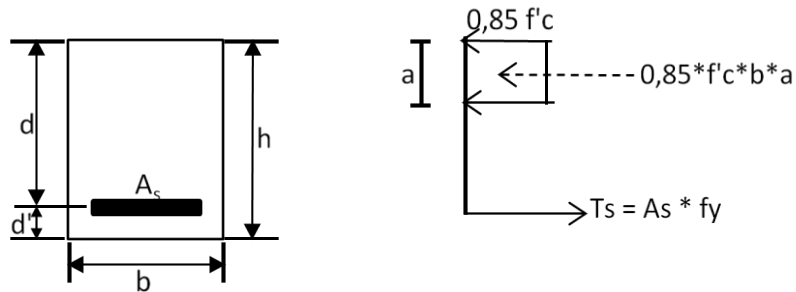
Finalmente se calculan los factores de seguridad:

$$F.S.D = \frac{F_{resist}}{F_{des}} = \frac{46,91}{24,91} = 1,88 > 1,5 \rightarrow O.k$$

$$F.S.V = \frac{M_{resist}}{M_{vol}} = \frac{134,83}{74,75} = 1,8 > 1,5 \rightarrow O.k$$

ANEXO D

D.1 Diseño Estructural Fundación Lado Valle



Ancho	:	b	=	100	cm
Alto	:	h	=	80	cm
Recubrimiento	:	rec	=	5	cm
		d'	=	7,7	cm
		d	=	72,3	cm

Datos de Cálculo

Hormigón	:	H35
f'_c	:	300 kg/cm ²
Acero	:	A63 - 42H
f_y	:	4200 kg/cm ²
f_u	:	6300 kg/cm ²

Diseño Corte

ϕ	=	0,75
Q_u (V13)	=	48 ton/m
Q_{nc}	=	66,37 ton/m
$\phi \cdot Q_{nc}$	=	49,78 ton/m
$49,78 \text{ ton/m} > 48 \text{ ton/m} \longrightarrow \text{no necesita armadura al corte}$		

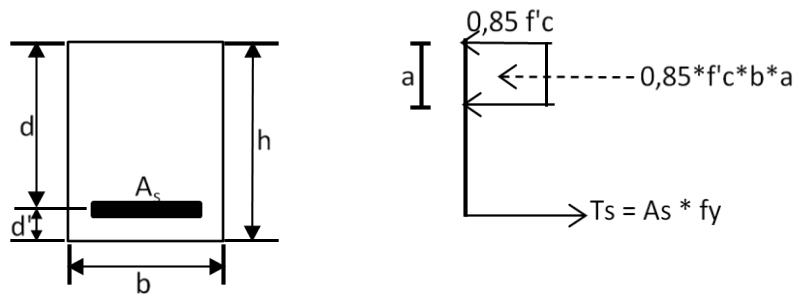
Diseño a Flexión (Armadura Longitudinal)

M_u (M22)	=	12,4 ton*m/m
a	=	0,8 cm

$$\begin{aligned}
 A_s &= 4,56 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 A_{s \text{ min}} &= (2/1000) * b * d = 16 \text{ cm}^2/\text{m} > A_s \\
 \text{Utilizar} &\longrightarrow \phi 22 @ 20 \\
 \text{Diseño a Flexión (Armadura Transversal)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u (M_{11}) &= 49,8 \text{ Ton} * \text{m} \\
 a &= 3,1 \text{ cm} \\
 A_s &= 18,62 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 A_{s \text{ min}} &= (2/1000) * b * d = 16 < A_s \\
 \text{Utilizar} &\longrightarrow \phi 22 @ 20
 \end{aligned}$$

D.2 Diseño Estructural Fundación Lado Cerro



$$\begin{aligned}
 \text{Ancho} &: b = 100 \text{ cm} \\
 \text{Alto} &: h = 80 \text{ cm} \\
 \text{Recubrimiento} &: \text{rec} = 5 \text{ cm} \\
 &: d' = 7,7 \text{ cm} \\
 &: d = 72,3 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Datos de Cálculo

$$\begin{aligned}
 \text{Hormigón} &: \text{H35} \\
 f'_c &: 300 \text{ kg/cm}^2 \\
 \text{Acero} &: \text{A63 - 42H} \\
 f_y &: 4200 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_u &: 6300 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Diseño Corte

$$Q_u (V13) = 94,3 \text{ ton/m}$$

$$\phi = 0,75$$

$$Q_{nc} = 66,37 \text{ ton/m}$$

$$\phi \cdot Q_{nc} = 49,8 \text{ ton/m} < Q_u \longrightarrow \text{necesita armadura al corte}$$

$$V_c = 66,00 \text{ ton}$$

$$V_s = 44,94 \text{ ton}$$

$$A_v/s = 7,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima al Corte

$$(A_v/s)_{\min} = 3,97 < A_v/s$$

$$\text{Suponiendo } E\phi 10 \longrightarrow A_v = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$s = 0,11 \text{ m} \longrightarrow s = 10 \text{ cm}$$

Diseño a Flexión (Armadura Longitudinal)

$$M_u (M22) = 13,97 \text{ ton}\cdot\text{m/m}$$

$$a = 0,8 \text{ cm}$$

$$A_s = 5,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \min} = (2/1000) \cdot b \cdot d = 16 > A_s$$

$$\text{Utilizar} \longrightarrow \phi 22 @ 20$$

Diseño a Flexión (Armadura Transversal)

$$M_u (M11) = 53,0 \text{ ton}\cdot\text{m/m}$$

$$a = 6,7 \text{ cm}$$

$$A_s = 40,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \min} = (2/1000) \cdot b \cdot d = 16 < A_s$$

$$\text{Utilizar} \longrightarrow \phi 22 @ 20$$

D.3 Diseño Estructural Muro Lado Valle

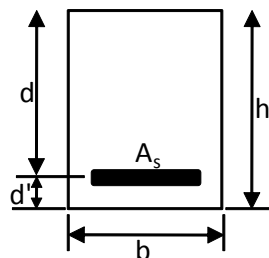
Debido a las dimensiones del muro, éste se modela como una columna

D.3.1 Muro

Para diseñar el muro se consideran dos secciones distintas. Primero se considera la sección en donde irá una celosía y por otra parte se considera la sección sin celosía.

D.3.1.1 Sección con Celosía

Ancho	:	b	=	40 cm
Alto	:	h	=	35 cm
Recubrimiento	:	rec	=	5 cm
		d'	=	7,7 cm
		d	=	27,3 cm



Datos de Cálculo

Hormigón	:	H30
f'_c	:	300 kg/cm ²
Acero	:	A63 - 42H
f_y	:	4200 kg/cm ²
f_u	:	6300 kg/cm ²
N_u	=	63,7 ton
M_u	=	15,5 ton*m
Q_u	=	1,6 ton
N_u/f'_c*Ag	=	0,15
M_u/f'_c*Ag*h	=	0,11



Figura D.1: Diagrama de interacción.

Del diagrama de Interacción $\rho = 1,2\%$

$$A_{s_{\min}} = 16,8 \text{ cm}^2 \longrightarrow 8,4 \text{ cm}^2 \text{ por lado}$$

Usar 5 ϕ 28 por lado

$$A_{s_{\text{tot}}} = 61,6 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 4,4 \% < 6\% \text{ O.k}$$

Diseño al Corte

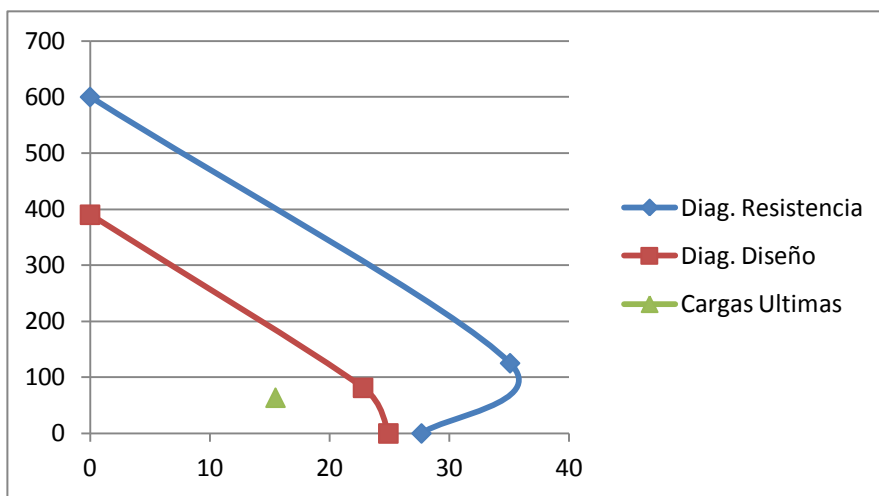
$$\phi = 0,75$$

$$V_c = 9,97 \text{ ton} > Q_u \text{ Utilizar armadura mínima}$$

Armadura mínima al Corte

$$(A_v/s)_{\min} = 1,59 \text{ cm}^2/\text{m} \longrightarrow \text{Utilizar } \phi 8 @ 25$$

Los diagramas de interacción de Resistencia y de diseño se muestran en el siguiente gráfico.



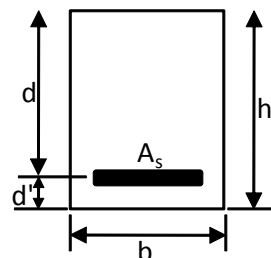
Mn	Nn
0	600
35,1	125,2
27,7	0

ϕM_n	ϕN_n
0	390
22,815	81,38
24,93	0

Mu	Nu
15,5	63,7

D.3.1.2 Sección sin Celosía

Ancho	:	b	=	200
Alto	:	h	=	35
Recubrimiento	:	rec	=	5
		d'	=	7,7
		d	=	27,3



Datos de Cálculo

Hormigón	:	H30
f'_c	:	300 kg/cm ²
Acero	:	A63 - 42H
f_y	:	4200 kg/cm ²
f_u	:	6300 kg/cm ²

N_u	=	185,5 ton
M_u	=	0,67 ton*m
Q_u	=	1,9 ton

$$\begin{aligned} N_u/f'_c \cdot A_g &= 0,09 \\ M_u/f'_c \cdot A_g \cdot h &= 0,001 \end{aligned}$$

Del diagrama de Interacción de la Figura D.1: $\rho = 1\%$

$$A_{s_{min}} = 70 \text{ cm}^2 \longrightarrow 35 \text{ cm}^2 \text{ por lado}$$

Usar 6 ϕ 28 por lado

$$\begin{aligned} A_{s_{tot}} &= 73,92 \text{ cm}^2 \\ \rho &= 1,1 \% < 6\% \quad \text{O.k} \end{aligned}$$

Diseño al Corte

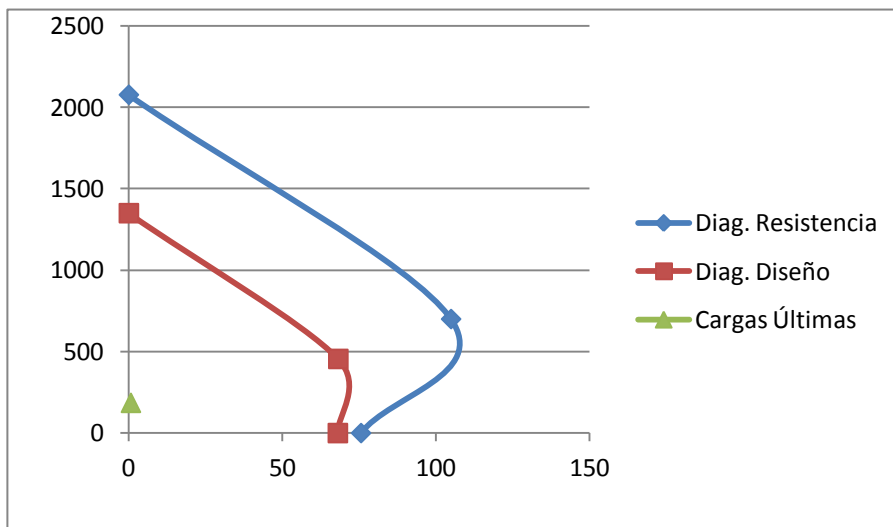
$$\phi = 0,75$$

$$V_c = 49,84 \text{ ton} > Q_u \quad \text{Utilizar armadura mínima}$$

Armadura mínima al
Corte

$$(A_v/s)_{min} = 7,94 \text{ cm}^2/\text{m} \longrightarrow \text{Utilizar } \phi 8 @ 25$$

Los diagramas de interacción de Resistencia y de diseño se muestran en el siguiente gráfico.



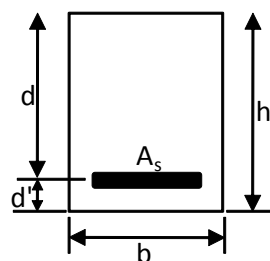
Mn	Nn
0	2076,6
104,9	700
75,6	0

ϕM_n	ϕN_n
0	1349,79
68,185	455
68,04	0

Mu	Nu
0,67	185,5

D.3.2 Contrafuertes

Ancho	:	b	=	60 cm
Alto	:	h	=	15 cm
Recubrimiento	:	rec	=	3 cm
		d'	=	6,7 cm
		d	=	8,3 cm



Datos de Cálculo

Hormigón : H30

f'_c : 300 kg/cm²

Acero : A63 - 42H

f_y : 4200 kg/cm²

f_u : 6300 kg/cm²

N_u = 119,84 ton

M_u = 6,7 ton*m

Q_u = 1,88 ton

$N_u/f'_c \cdot A_g$ = 0,44

$M_u/f'_c \cdot A_g \cdot h$ = 0,17

Del diagrama de Interacción de la Figura D.1:

$\rho = 4\%$

$A_{stot} = 36 \text{ cm}^2 \longrightarrow 18 \text{ cm}^2 \text{ por lado}$

Usar 3 ϕ 28

$A_{stot} = 36,96 \text{ cm}^2$

$\rho = 4,1 \% < 6\% \quad \text{O.k}$

Diseño al Corte

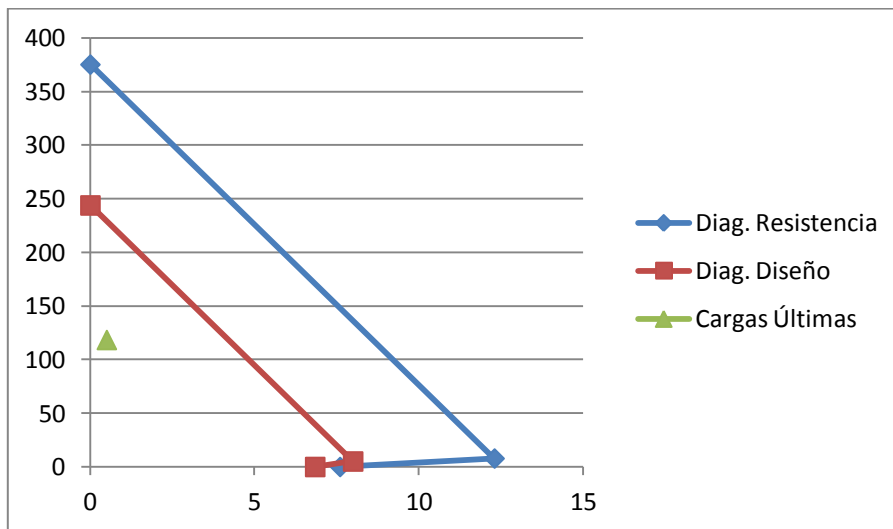
$\phi = 0,75$

$V_c = 4,55 \text{ ton} > Q_u \quad \text{Utilizar armadura mínima}$

Armadura mínima al Corte

$$(A_v/s)_{\min} = 2,38 \text{ cm}^2/\text{m} \longrightarrow \text{Utilizar } \phi 8@20$$

Los diagramas de interacción de Resistencia y de diseño se muestran en el siguiente gráfico.



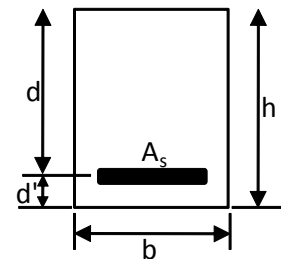
Mn	Nn
0	375,3
12,3	7,9
7,6	0

ϕM_n	ϕN_n
0	243,945
7,995	5,135
6,84	0

Mu	Nu
0,5	118,45

D.3.3 Travesaño

Ancho	:	b	=	100	cm
Alto	:	h	=	20	cm
Recubrimiento	:	rec	=	2	cm
		d'	=	7,7	cm
		d	=	12,3	cm



Datos de Cálculo

Hormigón	:	H30
f_c'	:	300 kg/cm ²
Acero	:	A63 - 42H
f_y	:	4200 kg/cm ²
f_u	:	6300 kg/cm ²

$$M_u (M22) = 3,11 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$Q_u = 6,56 \text{ ton}$$

Diseño a Flexion

$$\phi = 0,9$$

$$\mu = 0,089571 < \mu_0 = 0,3047 \longrightarrow A's = 0$$

armadura mínima a flexión

$$A_{min} = 1,4 * b * d / f_y = 4,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\omega = \text{Usar } 3$$

$$A_{calc} = 7,02 \text{ cm}^2/\text{m} \longrightarrow \text{Usar } \phi 12 @ 15$$

Diseño al Corte

$$\phi = 0,75$$

$$V_c = 11,23 \text{ ton} > Q_u \quad \text{Usar armadura mínima}$$

Armadura mínima al Corte

$$(A_v/s)_{min} = 3,97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$E\phi 8 \longrightarrow A_v = 0,503 \text{ cm}^2$$

$$s = 0,13 \text{ cm} \longrightarrow \text{Usar } \phi 8 @ 10$$

D.3.4 Pieza Superior

$$\text{Ancho} : b = 100 \text{ cm}$$

$$\text{Alto} : h = 35 \text{ cm}$$

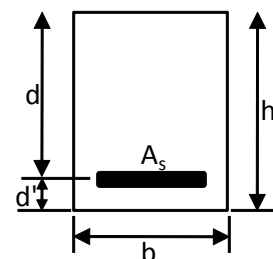
$$\text{Recubrimiento} : rec = 2 \text{ cm}$$

$$d' = 7,7 \text{ cm}$$

$$d = 27,3 \text{ cm}$$

Datos de Cálculo

$$\text{Hormigón} : \text{H30}$$



$$f'_c : 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Acero} : \text{A63 - 42H}$$

$$f_y : 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u : 6300 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u (M22) = 10,86 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$Q_u = 19,1 \text{ ton}$$

Diseño a Flexión

$$\phi = 0,9$$

$$\mu = 0,063492 < \mu_0 = 0,3047 \longrightarrow A's = 0$$

armadura mínima a flexión

$$A_{min} = 1,4 * b * d / f_y = 9,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\omega = \text{Usar 3}$$

$$A_{calc} = 10,88 \text{ cm}^2/\text{m} \longrightarrow \text{Usar } \phi 12 @ 10$$

Diseño al Corte

$$\phi = 0,75$$

$$V_c = 24,92 \text{ ton} > Q_u \quad \text{Usar armadura mínima}$$

Armadura mínima al
Corte

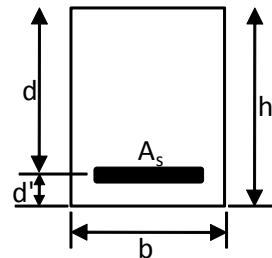
$$(A_v/s)_{min} = 3,97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\begin{array}{l} E\phi 8 \longrightarrow \\ s \end{array} \quad \begin{array}{l} A_v = \\ = \end{array} \quad \begin{array}{l} 0,503 \text{ cm}^2 \\ 0,13 \text{ cm} \end{array} \longrightarrow \text{Usar } \phi 8 @ 10$$

D.3.5 Conexiones

Las conexiones actúan como rótulos por lo que sólo reciben esfuerzo de corte

Ancho	:	b	=	200	cm
Alto	:	h	=	110	cm
Recubrimiento	:	rec	=	5	cm
		d'	=	6,8	cm
		d	=	103,2	cm



Datos de Cálculo

Hormigón	:	H35
f_c'	:	300 kg/cm ²

Acero	:	A63 - 42H
f_y	:	4200 kg/cm ²
f_u	:	6300 kg/cm ²

$$Q_u = 14,6 \text{ ton}$$

$$\phi Q_{nc} = 142,1 \text{ ton} > Q_u$$

Armadura mínima al Corte

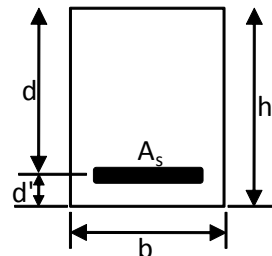
$$(A_v/s)_{\min} = 7,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Est}\phi 12 \longrightarrow A_v = 1,13 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Usar Est}\phi 12@10$$

D.4 Diseño Estructural Muro Lado Cerro

D.4.1 Muro

Ancho	:	b	=	200	cm
Alto	:	h	=	50	cm
Recubrimiento	:	rec	=	5	cm
		d'	=	6,8	cm
		d	=	43,2	cm



Datos de Cálculo

Hormigón	:	H35
f_c'	:	300 kg/cm ²
Acero	:	A63 - 42H
f_y	:	4200 kg/cm ²
f_u	:	6300 kg/cm ²

Diseño a Flexión

M_u (M22)	=	122,79 ton*m
Q_u	=	54,11 ton

Armadura mínima a flexión

$A_{min} = 1,4 * b * d / f_y$	=	28,80 cm ²	8 ϕ 22	(30,4 cm ²)
ϕ	=	0,9		
μ	=	0,14335	μ_0	= 0,3047
			ω	= 0,1554

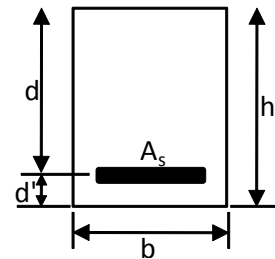
$A_{s\text{ calc}}$	=	81,53 cm ²	< A_{min}	→ Usar 11 ϕ 32
---------------------	---	-----------------------	-------------	---------------------

Diseño al Corte

ϕ	=	0,75		
ϕQ_{nc}	=	59,49 ton	> Q_u	no necesita armadura al corte

D.4.2 Contrafuertes

Ancho	:	b	=	140	cm
Alto	:	h	=	10	cm
Recubrimiento	:	rec	=	2	cm
		d'	=	3,8	cm
		d	=	6,2	cm



Datos de Cálculo

Hormigón	:	H35
f_c'	:	300 kg/cm ²

Acero	:	A63 - 42H
f_y	:	4200 kg/cm ²
f_u	:	6300 kg/cm ²

Diseño al Corte

Q_u	=	3,92	ton	
ϕ	=	0,75		
ϕQ_{nc}	=	5,98	ton	> Q_u No necesita armadura al corte

Armadura mínima al corte

$(A_v/s)_{min}$	=	5,56	cm ² /m	Utilizar $\phi 10@10$
-----------------	---	------	--------------------	-----------------------

Diseño a Flexión

M_u (M22)	=	9,93	ton*m
-------------	---	------	-------

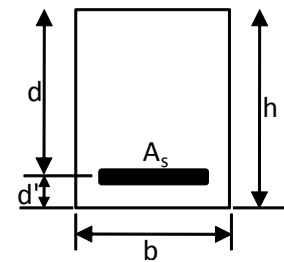
Armadura mínima a flexión

$A_{min} = 1,4 * b * d / f_y$	=	2,89	cm ²	4 $\phi 10$	(3,14 cm ²)
ϕ	=	0,9			
μ	=	0,8040	>	μ_0	= 0,3047
d'	=	4,10	cm		
δ'	=	0,66			

$$\begin{aligned}
 \omega' &= 1,47 \\
 A' &= 77,69 \longrightarrow \text{Usar } 10\phi 32 \quad (80,4 \text{ cm}^2) \\
 \omega &= 1,85 \\
 A &= 97,45 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow \text{Usar } 13\phi 32
 \end{aligned}$$

D.4.3 Travesaño

$$\begin{aligned}
 \text{Ancho} &: b = 140 \text{ cm} \\
 \text{Alto} &: h = 40 \text{ cm} \\
 \text{Recubrimiento} &: \text{rec} = 2 \text{ cm} \\
 &: d' = 3,8 \text{ cm} \\
 &: d = 36,2 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



Datos de Cálculo

$$\begin{aligned}
 \text{Hormigón} &: \text{H30} \\
 f_c' &: 300 \text{ kg/cm}^2 \\
 \text{Acero} &: \text{A63 - 42H} \\
 f_y &: 4200 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_u &: 6300 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Diseño a Flexión

$$\begin{aligned}
 M_u &= 6,47 \text{ ton}\cdot\text{m} \\
 \phi &= 0,9 \\
 \mu &= 0,01537 < \mu_0 = 0,3047 \longrightarrow A' = 0 \\
 & \quad \omega = 0,0155
 \end{aligned}$$

Armadura mínima a flexión

$$\begin{aligned}
 A_{\min} = 1,4 * b * d / f_y &= 16,89 \text{ cm}^2 \\
 A_{\text{calc}} &= 4,77 \text{ cm}^2 < A_{\min} \longrightarrow \text{Usar } 7\phi 18 \quad (17,78 \text{ cm}^2)
 \end{aligned}$$

Diseño al Corte

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 5,1 \text{ ton} \\
 \phi &= 0,75
 \end{aligned}$$

$$V_c = 46,26 \text{ ton} \longrightarrow \text{Ocupar armadura mínima}$$

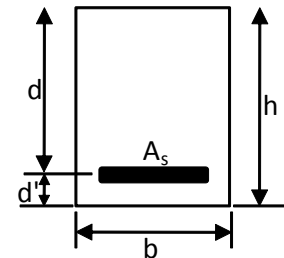
Armadura mínima al Corte

$$(A_v/s)_{\min} = 5,56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Est}\phi 10 \longrightarrow A_v = 0,785 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Usar Est}\phi 10@10$$

D.4.4 Pieza Superior

Ancho	:	b	=	100 cm
Alto	:	h	=	50 cm
Recubrimiento	:	rec	=	5 cm
		d'	=	7,7 cm
		d	=	42,3 cm



Datos de Cálculo

Hormigón	:	H30
f'_c	:	300 kg/cm ²

Acero	:	A63 - 42H
f_y	:	4200 kg/cm ²
f_u	:	6300 kg/cm ²

M_u (M11)	=	2,1 ton*m
Q_u	=	15,6 ton

Diseño a Flexión

$$\phi = 0,9$$

$$\mu = 0,00511 < \mu_0 = 0,3047 \longrightarrow A' = 0$$

$$\omega = 0,0051$$

Armadura mínima a flexión

$$A_{\min} = 1,4 * b * d / f_y = 14,10 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,32 \text{ cm}^2 < A_{\min} \longrightarrow \text{Usar } \phi 22@25$$

Diseño a Flexión

$$M_u (M22) = 5,64 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$\phi = 0,9$$

$$\mu = 0,01373 < \mu_0 = 0,3047 \longrightarrow A' = 0$$
$$\omega = 0,0138$$

Armadura mínima a flexión

$$A_{\min} = 1,4 * b * d / f_y = 14,10 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,37 \text{ cm}^2 < A_{\min} \longrightarrow \text{Usar } \phi 22 @ 25$$

Diseño al Corte

$$Q_u = 15,6 \text{ ton}$$

$$\phi = 0,75$$

$$V_c = 38,61 \text{ ton} \quad \text{Ocupar armadura mínima}$$

Armadura mínima al Corte

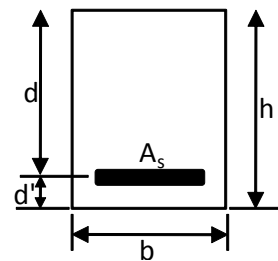
$$(A_v/s)_{\min} = 3,97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Est}\phi 8 \longrightarrow A_v = 0,503 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Usar Est}\phi 8 @ 10$$

D.4.5 Conexiones

Las conexiones actúan como rótulos por lo que sólo reciben esfuerzo de corte

Ancho	:	b	=	200 cm
Alto	:	h	=	110 cm
Recubrimiento	:	rec	=	5 cm
		d'	=	6,8 cm
		d	=	103,2 cm



Datos de Cálculo

$$\text{Hormigón} : \text{H35}$$

$$f_c' : 300 \text{ kg/cm}^2$$

Acero : A63 - 42H

f_y : 4200 kg/cm²

f_u : 6300 kg/cm²

Q_u = 19,9 ton

ϕQ_{nc} = 142,1 ton > Q_u

Armadura mínima al Corte

$(A_v/s)_{min}$ = 7,94 cm²/m

Est ϕ 12 \longrightarrow A_v = 1,13 cm² \longrightarrow Usar Est ϕ 12@10

D.5 Diseño Estructural Viga Pretensada

D.5.1 Armadura de Preesfuerzo

D.5.1.1 Datos

Propiedades Hormigón

f'_c = 350 kg/cm²

f'_{ci} = 280 kg/cm²

E = 261.916 kg/cm²

γ = 2,5 ton/m³

L = 9,4 m

L_a = 9,0 m

Resistencia especificada a la compresión del concreto.

Resistencia especificada a la compresión del concreto al momento de preesforzado inicial.

Módulo de elasticidad.

(largo total)

(largo entre apoyos)

Datos Cable

d = 1,52 cm

A = 1,4 cm²

N = 26

E = 1.900.000 kg/cm²

e = 57,4 cm

f_{sr} = 19.000 kg/cm²

f_{py} = 17.100 kg/cm²

Diámetro del cable

Área cable

número cables

Módulo de Elasticidad

excentricidad propuesta constante

(-) Compresión

(+) Tensión

Propiedades geométricas de la Sección Simple

$$\begin{aligned} A_s &= 5.976,56 \text{ cm}^2 \\ I_s &= 8.114.539 \text{ cm}^4 \\ S_x(+) &= 191.710 \text{ cm}^3 \\ S_x(-) &= 121.026 \text{ cm}^3 \\ y(+) &= 42,33 \text{ cm} \\ y(-) &= 67,05 \text{ cm} \\ r &= 36,85 \text{ cm} \end{aligned}$$

Propiedades de la Sección Compuesta

$$\begin{aligned} A_c &= 7.851,56 \text{ cm}^2 \\ I_c &= 11.282.998 \text{ cm}^4 \\ S_x(+) &= 278.767 \text{ cm}^3 \\ S_x(-) &= 144.145 \text{ cm}^3 \\ y(+) &= 40,47 \text{ cm} \\ y(-) &= 78,28 \text{ cm} \end{aligned}$$

D.5.1.2 Tensiones Iniciales

$$P_j \leq \min \{0,94f_{py}; 0,80f_{pu}\}$$

$$\begin{aligned} 0,94*f_{py} &= 16.074 \text{ kg/cm}^2 \\ 0,8*f_{sr} &= 15.200 \text{ kg/cm}^2 \\ P_j &= 10.000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.k} \end{aligned}$$

$$P_i \leq \min \{0,82f_{py}; 0,74f_{pu}\} \quad \text{Preesfuerzo inicial}$$

Solicitaciones

Vano

$$M_{\text{dead}} = 61,5 \text{ ton*m}$$

Extremos Viga

$$M_{\text{dead}} = 1,15 \text{ ton*m}$$

Fuerza de pretensado inicial

$$P = A*N*P_j = 364.000 \text{ kg}$$

Preesfuerzo inicial

Debida a los cables pretensados

$$\begin{aligned} f_s &= 48,08 \text{ kg/cm}^2 \\ f_i &= -233,54 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Debida a los cables pretensados

$$\begin{aligned} f_s &= 48,08 \text{ kg/cm}^2 \\ f_i &= -233,54 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

f_s : Resultantes de todos los esfuerzos normales a compresión en la superficie superior de la viga.

f_i : Resultantes de todos los esfuerzos normales a compresión en la superficie inferior de la viga.

Debido al peso propio

$$\begin{aligned} f_s &= -32,08 \text{ kg/cm}^2 \\ f_i &= 50,82 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Debido al peso propio

$$\begin{aligned} f_s &= -0,60 \text{ kg/cm}^2 \\ f_i &= 0,95 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Primera Etapa (Peso Propio + Pretensado)

$$\begin{aligned} f_{1s} &= 16,00 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{1i} &= -182,73 \text{ kg/cm}^2 < 210 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Primera Etapa (Peso Propio + Pretensado)

$$\begin{aligned} f_{1s} &= 47,48 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{1i} &= -232,59 \text{ kg/cm}^2 < 245 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Debida a Peso Propio + losa

$$M_{pp} = 61,50 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{losa} = 128 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$\begin{aligned} f_s &= -78,00 \text{ kg/cm}^2 \\ f_i &= 139,61 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Debida al Peso Propio del Relleno Estructural

$$M_{rell} = 93,74 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned} f_s &= -33,63 \text{ kg/cm}^2 \\ f_i &= 65,03 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Segunda Etapa (Peso Propio + Pretensado + Peso Propio Losa + Peso Propio Relleno)

$$\begin{aligned} f_{2s} &= -63,54 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{2i} &= -28,90 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Momento debido a Avalancha

$$M_{\text{aval}} = 79,10 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$f_s = -28,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 54,88 \text{ kg/cm}^2$$

Tercera Etapa (Peso Propio + Pretensado + Peso Propio Losa + Peso Propio Relleno + Avalancha)

$$f_{3s} = -43,84 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{3i} = -207,56 \text{ kg/cm}^2$$

D.5.1.3 Cálculo de Pérdidas de Pretensado

Pérdidas instantáneas

Pérdida debido a la relajación del acero

$$t_h = 18 \text{ hrs}$$

$$\Delta R_{ei} = 10,92 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdidas debido al acortamiento elástico

$$E_p = 1.970.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 234.264,81 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 8,41$$

$$P_i = 363.602,53 \text{ Kg}$$

$$f_{cgp} = 233,29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta AE = 1.961,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Total pérdidas instantáneas} = \Delta R_{ei} + \Delta AE = 1.972,69 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo luego de las pérdidas iniciales es:

$$f = 292.194,04 \text{ kg}$$

Pérdidas diferidas

Pérdidas debido a la contracción

$$H = 60 \% \text{ Humedad relativa}$$

$$\Delta CC = 563 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdida debido al flujo plástico del hormigón

$$f_{cds} = 172,64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta FP = 1.590,96 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdida debido a la relajación diferida del acero

$$\Delta Red = 48,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Total pérdidas diferidas} = \Delta CC + \Delta FP + \Delta Red = 2.202,09 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo y la fuerza efectiva de preesfuerzo son:

$$f_e = 5.825,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_e = 212.038,14 \text{ kg}$$

D.5.1.4 Tensiones

Fuerza de pretensado efectiva

$$P_e = A \cdot N \cdot P_j = 212.038 \text{ kg}$$

Preesfuerzo
inicial

Debida a los cables pretensados

$$f_s = 28,01 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = -136,04 \text{ kg/cm}^2$$

Debido al peso propio

$$f_s = -32,08 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 50,82 \text{ kg/cm}^2$$

Primera Etapa (Peso Propio + Pretensado)

$$f_{1s} = -4,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{1i} = -85,23 \text{ kg/cm}^2$$

Debida a Peso Propio + losa

$$M_{pp} = 61,50 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{losa} = 128 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$f_s = -78,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 139,61 \text{ kg/cm}^2$$

Debida al Peso Propio del Relleno Estructural

$$M_{rell} = 93,74 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$f_s = -33,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 65,03 \text{ kg/cm}^2$$

Segunda Etapa (Peso Propio + Pretensado + Peso Propio Losa + Peso Propio Relleno)

$$f_{2s} = -83,61 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{2i} = 68,60 \text{ kg/cm}^2$$

Momento debido a Avalancha

$$M_{aval} = 79,10 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$f_s = -28,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 54,88 \text{ kg/cm}^2$$

Tercera Etapa (Peso Propio + Pretensado + Peso Propio Losa + Peso Propio Relleno + Avalancha)

En el vano

$$f_{3s} = -111,99 \text{ kg/cm}^2 < 0,6 \cdot f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{3i} = 123,48 \text{ kg/cm}^2 < 0,45 \cdot f'_c = 157,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 0,25 \cdot \text{raiz}(f'_c) = 14,79 \text{ Necesita refuerzo adicional}$$

En los extremos

$$M_{serv} = 5,07 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Debida a los cables pretensados

$$f_s = 28,01 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = -136,04 \text{ kg/cm}^2$$

Tercera Etapa (Peso Propio + Pretensado + Peso Propio Losa + Peso Propio Relleno + Avalancha)

$$\begin{array}{llllll} f_s & = & 26,19 & \text{kg/cm}^2 & < & 0,5 \cdot \sqrt{f'_c} = 29,58 \text{ No necesita refuerzo adicional} \\ f_i & = & -132,53 & \text{kg/cm}^2 & & \end{array}$$

D.5.2 Armadura Pasiva

$$\begin{array}{ll} \mu_u & = 251,09 \text{ ton}\cdot\text{m} \\ f'_c & = 350 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y & = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \phi & = 0,9 \\ b & = 50 \text{ cm} \\ d & = 95,75 \text{ cm} \end{array}$$

Armadura a Flexión

$$\begin{array}{llll} \mu & = & 0,20457 & < \mu = 0,3047 \longrightarrow A' = 0 \\ \omega & = & 0,23133 & \end{array}$$

$$\begin{array}{llll} A & = & 78,45 \text{ cm}^2 & \longrightarrow \text{Usar } 10\phi 32 \text{ (A = 80,4 cm}^2\text{)} \\ A_{\min} & = & 15,96 \text{ cm}^2 & \end{array}$$

Diseño al Corte

$$V_u = 4,48 \text{ ton}$$

Corte que toma el hormigón

$$V_c = 47,21 \text{ ton} > V_u \text{ Usar armadura mínima}$$

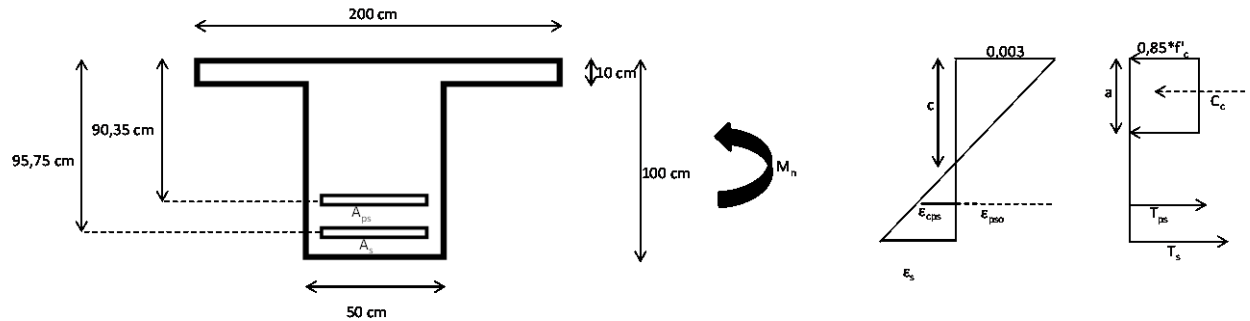
Armadura mínima

$$(A_v/s)_{\min} = 3,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Utilizando estribos } \phi 10 \quad A_v = 0,785 \text{ cm}^2$$

Usar Est $\phi 10 @ 20$

Chequeo de los requisitos de resistencia



$$\begin{aligned}
 b &= 200 \text{ cm} \\
 b_w &= 50 \text{ cm} \\
 d_s &= 95,75 \text{ cm} \\
 d_{ps} &= 90,35 \text{ cm} \\
 A_s &= 80,4 \text{ cm}^2 \\
 A_{sp} &= 36,4 \text{ cm}^2 \\
 h &= 100 \text{ cm} \\
 f_o &= 10 \text{ ton/cm}^2 \\
 E_{ps} &= 2000 \text{ ton/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot a \\
 T_s &= A_s \cdot f_s \\
 T_{ps} &= A_{ps} \cdot f_{ps}
 \end{aligned}$$

$$f_s = \begin{cases} \epsilon_s \cdot E_s & \text{si } \epsilon < \epsilon_y \\ f_y & \text{si } \epsilon \geq \epsilon_y \end{cases}$$

$$f_{ps} = \begin{cases} \epsilon_{ps} \cdot E_{ps} & \text{si } \epsilon_{ps} \leq 0,008 \\ 19 - ((0,045)/(\epsilon_{ps} - 0,0065)) & \text{si } \epsilon_{ps} > 0,008 \end{cases}$$

Por equilibrio de fuerza

$$C_c = T_s + T_{ps}$$

$$\text{Hipótesis} : \epsilon_s \geq \epsilon_y \quad \text{y} \quad \epsilon_{ps} \leq 0,008$$

$$\epsilon_{ps} = \epsilon_{cps} + \epsilon_{ps0}$$

$$\epsilon_{ps0} = f_o / E_{ps} = 0,005$$

$$\epsilon_{cps} = 0,003 \cdot \left(\frac{d_{ps} - c}{c} \right)$$

$$c = a / 0,85$$

$$0,85 \cdot 0,3 \cdot 50 \cdot a = 80,4 \cdot 4,2 + 36,4 \cdot 2000 \cdot \left(0,005 + 0,003 \cdot \frac{90,35 - a/0,85}{a/0,85} \right)$$

Despejando 'a', se tiene

$$a = 59,88 \text{ cm}$$

$$c = 70,45 \text{ cm}$$

Cálculo deformaciones unitarias

$$\epsilon_{cps} = 0,00085$$

$$\epsilon_{ps} = 0,00585 < 0,008 \quad \text{O.k}$$

$$\epsilon_s = 0,003 \cdot \left(\frac{d_s}{c} - 1 \right) = 0,0011 < 0,002 \quad \text{O.k}$$

Por lo tanto hipótesis correcta, 'a' calculado correcto.

Cálculo de momento con respecto a As

$$M_n = 0,85 \cdot 0,3 \cdot 50 \cdot 59,88 \cdot \left(95,75 - \frac{59,88}{2} \right) + 36,4 \cdot 2000 \cdot \left(0,005 + \frac{90,35 - 70,45}{70,45} \right) \cdot (95,75 - 90,35)$$

$$M_n = 525,43 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_n = 472,88 > M_u \quad \text{O.k}$$

Cálculo Deformaciones

$$E_{ps} = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_h = 282495,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$n_s = 7,4$$

$$n_{ps} = 7,1$$

$$\bar{y}_h = 67,05 \text{ cm} \quad \text{centro de gravedad sección bruta}$$

$$A_h = 5976,56 \text{ cm}^2 \quad \text{Área sección bruta}$$

$$\bar{y}_{total} = 60,3 \text{ cm}$$

$$I_{gt} = 8388819,4 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento de inercia de la sección geométrica total}$$

$$f_r = 37,0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Módulo de Rotura del hormigón}$$

$$M_{cr} = 51,4 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad \text{Momento de agrietamiento}$$

$$I_{cr} = 6311634,5 \text{ cm}^4$$

Caso 1 : Peso Propio

$$q_{pp} = 1,49 \text{ ton/m}$$

$$M_{pp} = 15,13 \text{ ton}\cdot\text{m} < M_{cr}$$

$$I_e = I_{gt} = 8388819,4 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{E I_R}$$

$$f_{i1} = 0,05 \text{ cm}$$

Caso 2 = Peso Propio + Losa

$$q_{pp} = 2,0 \text{ ton/m}$$

$$M_{pp} = 20,19 \text{ ton}\cdot\text{m} < M_{cr}$$

$$I_e = I_{gt} = 8388819,4 \text{ cm}^4$$

$$f_{i2} = 0,07 \text{ cm}$$

Caso 3 : Peso Propio + Losa + Relleno

$$q_{pp} = 8,0 \text{ ton/m}$$

$$M_{pp} = 80,9 \text{ ton}\cdot\text{m} > M_{cr}$$

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \cdot I_{gt} + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{cr}$$

$$I_e = 6844305,2 \text{ cm}^4$$

$$f_{i3} = 0,35 \text{ cm}$$

Caso 4 : Peso Propio + Losa + Relleno + Avalancha

$$q_{pp} = 14,0 \text{ ton/m}$$

$$M_{pp} = 141,8 \text{ ton}\cdot\text{m} > M_{cr}$$

$$I_e = 6410806,8 \text{ cm}^4$$

$$f_{i4} = 0,66 \text{ cm}$$

Caso 5 : Pretensado

$$f_i = \frac{-F_{ct} \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E \cdot I}$$

$$f_{i5} = -0,11 \text{ cm}$$

Deformación Final

$$\Delta i = 0,55 \text{ cm}$$

Cálculo Flecha diferida

Para 5 años y más

$$f_d = \lambda \cdot \Delta i$$

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

$$A' = 2 \phi 32 = 16,08 \text{ cm}^2$$

$$\rho' = A'/b \cdot d = 0,0034$$

$$\xi (5 \text{ años}) = 2$$

$$\lambda = 1,7$$

$$f_d = 0,94 \text{ cm}$$

$$\text{Deformación admisible (L/300)} = 3,00 \text{ cm} \quad \text{O.k.}$$

D.5.3 Cables de Izaje

Estribos para 4% de Fcl

$$n_{ec} = 0,04 \cdot F_{cl} = 11,7 \text{ ton}$$

$$A_t = 1,4 \text{ ton/cm}^2$$

$$A_{clac} = 8,3 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar Est } \phi 8 @ 10$$

Cables (2) $\phi 0,6''$ para izaje en 4 puntos

$$R = 0,25 \cdot A_c \cdot \gamma \cdot L = 4,42 \text{ ton}$$

$$f_{iz} = R/(A_t \cdot 2) = 1577 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{adm} = 0,6 \cdot f_{sr} = 11400 \text{ kg/cm}^2$$

D.6 Losa

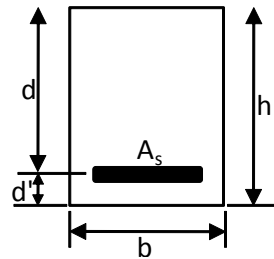
$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0,9$$

$$b = 160 \text{ cm}$$

$$d = 21,4 \text{ cm}$$



Armadura a Flexión

Armadura positivas

$$M_{uy (+)} = 1,93 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\mu = 0,00984 < \mu = 0,3047$$

$$\omega = 0,00989$$

$$A_{calc} = 2,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 11,41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Usar } 12\phi 18$$

$$M_{ux (+)} = 1,31 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\mu = 0,00668 < \mu = 0,3047$$

$$\omega = 0,00670$$

$$A_{calc} = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 11,41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Usar } 12\phi 18$$

Armadura negativas

$$M_{uy (-)} = 1,01 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\mu = 0,00515 < \mu = 0,3047$$

$$\omega = 0,00516$$

$$A_{\text{calc}} = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 11,41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Usar } 12\phi 18$$

$$M_{\text{ux}} (-) = 1,77 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$\mu = 0,00902 < \mu = 0,3047$$

$$\omega = 0,00906$$

$$A_{\text{calc}} = 2,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 11,41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Usar } 12\phi 18$$

ANEXO E

En este Anexo se presentan las cubicaciones de los ítems más importantes del proyecto.

E.1 Piezas prefabricadas

Tabla E.1: Cubicación Piezas Prefabricadas.

Piezas Prefabricadas							
PIEZA	Largo Pieza [m]	Longitud Camino [m]	Cantidad [un]	Volumen c/pieza [m ³]	Volumen Total [m ³]	Peso c/pieza [ton]	Peso Total [ton]
Viga Pretensada	2	230	115	7,9	909	19,8	2.271
Muro de Contención (Lado Valle)	2	230	115	3,2	368	8,0	920
Muro de Contención (Lado Cerro)	2	230	115	6,7	771	16,8	1.926
Total	345			5.118			

Fuente: Elaboración propia, 2011

E.2 Hormigón Segunda Etapa

Tabla E.2: Cubicación Hormigón Segunda Etapa.

Hormigón Segunda Etapa					
Ítem	Ancho [m]	Alto [m]	Largo [m]	Volumen [m ³]	Armadura [kg]
Losa	10	0,1	230	230	17.250
Conexiones valle	0,325	1,3	230	97	9.718
Conexiones cerro	0,575	1,2	230	159	15.870
Fundación valle	2,2	0,8	230	405	40.480
Fundación cerro	3,4	0,8	230	626	62.560
Emplantillado valle	2,2	0,1	230	51	
Emplantillado cerro	3,4	0,1	230	78	
Total				1.645	145.878

Fuente: Elaboración propia, 2011

E.3 Excavación y Relleno

Tabla E.3: Cubicación Excavación

Excavación		
Área de Corte [m ²]	Longitud [m]	Volumen [m ³]
6,4	230	1.472

Fuente: Elaboración propia, 2011

Tabla E.4: Cubicación Relleno.

Relleno		
Área de Corte [m ²]	Longitud [m]	Volumen [m ³]
42,4	230	9.775

Fuente: Elaboración propia, 2011

Tabla E.5: Cubicación Relleno Compactado.

Relleno compactado			
	Área de Corte [m ²]	Longitud [m]	Volumen [m ³]
Total	1,36	230	313

Fuente: Elaboración propia, 2011

ANEXO F

F.1 Costos directos del proyecto Rehabilitación de la Ruta 60Ch

A continuación se muestran los costos directos del proyecto Rehabilitación Ruta 60 Ch.

Tabla F.1: Análisis de Precios Cobertizos Ruta 60Ch.

Designación	Un.	Cantidad Cont.	PU (UF/Unidad)	Precio Total UF\$
Estructuras Alargue poniente Cobertizo N°6 (130 m)				
VIALES				
Remoción de Pavimentos de Hormigón	m2	2.730,0	0,083	226
Preparación de la Subrasante	m2	1.170,0	0,026	31
Subbase granular Graduación Abierta, CBR≥50%	m3	175,5	0,422	74
Pavimento de Hormigón de Cemento Hidráulico con Barras de Traspaso de carga	m3	257,4	5,201	1.339
Demarcación de Pavimento, Línea Central Continua	km	0,1	15,497	2
Demarcación de Pavimento, Línea Central Continua	km	0,3	12,991	3
ESTRUCTURA				
Infraestructura				
Relleno Estructural	m3	5.258,0	0,361	1.898
Excavación en Roca para Obras de Drenaje	m3	268,0	1,088	292
Excavación a Máquina en Puentes y estructuras	m3	6.249,0	0,151	945
Moldajes	m2	7.260,0	0,555	4.028
Acero Para Armaduras A63-42H	kg	165.551,0	0,066	10.944
Acero Para Armaduras A63-42H (a precio convenio)	kg	87.724,0	0,044	3.879
Hormigón pobre H10	m3	484,0	4,194	2.030
Hormigón H30	m3	1.959,0	4,757	9.318
Superestructura				
Formación y Compactación de Terraplenes Sobre Estructuras	m3	10.466,0	0,160	1.670
Impermeabilización de Estructuras con Geomembranas	m2	2.223,0	0,756	1.680
Impermeabilización de Muros	m2	2.584,0	0,198	513
Moldajes	m2	1.530,0	0,830	1.269
Acero para Armaduras	kg	42.422,0	0,066	2.785
Acero Para Armaduras A63-42H (a precio convenio)	kg	18.183,0	0,044	804
Hormigón H30	m3	508,0	4,748	2.412
Vigas Hormigón Armado de 10,5 m de Longitud	un	134,0	107,374	14.388
Juntas de Dilatación Longitudinales	m	74,0	1,343	99

Fuente: Informe mensual N°26 Rehabilitación Ruta 60Ch, MOP Mayo 2011.

Tabla F.1: Análisis de Precios Cobertizos Ruta 60Ch. (Continuación)

Designación	Un.	Cantidad Cont.	PU (UF/Unidad)	Precio Total UF
Estructuras Alargue oriente Cobertizo N°6 (568 m)				
VIALES				
Remoción de Pavimentos de Hormigón	m2	2.852,0	0,083	236
Excavación de Corte en T.C.N	m3	8.465,0	0,117	989
Formación y Compactación de Terraplenes	m3	4.461,0	0,345	1.540
Preparación de la Subrasante	m2	5.112,0	0,025	130
Subbase granular Graduación Abierta, CBR≥50%	m3	766,8	0,422	324
Pavimento de Hormigón de Cemento Hidráulico con Barras de Trasp.	m3	1.124,6	5,201	5.849
Demarcación de Pavimento, Línea Central Continua	km	0,6	15,497	9
Demarcación de Pavimento, Línea Central Continua	km	1,1	12,991	15
ESTRUCTURA				
Infraestructura				
Relleno Estructural	m3	25.576,0	0,361	9.231
Excavación en Roca para Obras de Drenaje	m3	1.426,0	1,088	1.551
excavación a Máquina en Puentes y estructuras	m3	55.879,0	0,151	8.449
Moldajes	m2	21.672,0	0,555	12.025
Acero Para Armaduras A63-42H	kg	723.330,0	0,066	47.485
Acero Para Armaduras A63-42H (a precio convenio)	kg	386.601,0	0,044	17.097
Suministro, transporte y coloc. de celosías	un	500,0	5,385	2.692
Hormigón pobre H10	m3	612,0	4,194	2.567
Hormigón H30	m3	8.560,0	4,757	40.718
Superestructura				
Formación y Compactación de Terraplenes Sobre Estructuras	m3	47.210,0	0,160	7.534
Impermeabilización de Estructuras con Geomembranas	m2	9.713,0	0,756	7.339
Moldajes	m2	6.778,0	0,830	5.623
Acero Para Armaduras A63-42H	kg	185.350,0	0,066	12.168
Acero Para Armaduras A63-42H (a precio convenio)	kg	81.897,0	0,044	3.622
Hormigón H30	m3	2.221,0	4,748	10.545
Vigas Hormigón Armado de 10,5 m de Longitud	un	587,0	107,374	63.028
Juntas de Dilatación Longitudinales	m	315,0	1,343	423
Impermeabilización de Muros	m2	11.250,0	0,198	2.232
Total				324.048
Total por metro lineal (UF/ml)				464

Fuente: Informe mensual N°26 Rehabilitación Ruta 60Ch, MOP Mayo 2011

F.2 Programa de trabajo del proyecto Rehabilitación de la Ruta 60Ch

A continuación se muestra el programa de trabajo del proyecto Rehabilitación Ruta 60Ch.

Designación	Días Acumulados																										
	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	330	360	390	420	450	480	510	540	570	600							
	Año			2010												2011											
	Meses			N	D	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	E	F	M	A	M	J				
Estructuras Alargue poniente Cobertizo N°6 (130 m)																											
VIALES																											
Remoción de Pavimentos de Hormigón																											
Preparación de la Subrasante																											
Subbase granular Graduación Abierta, CBR≥50%																											
Pavimento de Hormigón de Cemento Hidráulico con Barras de Traspaso de carga																											
Demarcación de Pavimento, Línea Central Continua																											
Demarcación de Pavimento, Línea Central Continua																											
ESTRUCTURA																											
Infraestructura																											
Relleno Estructural																											
Excavación en Roca para Obras de Drenaje																											
Excavación a Máquina en Puentes y estructuras																											
Moldajes																											
Acero Para Armaduras A63-42H																											
Acero Para Armaduras A63-42H (a precio convenio)																											
Hormigón pobre H10																											
Hormigón H30																											
Superestructura																											
Formación y Compactación de Terraplenes Sobre Estructuras																											
Impermeabilización de Estructuras con Geomembranas																											
Impermeabilización de Muros																											
Moldajes																											
Acero para Armaduras																											
Acero Para Armaduras A63-42H (a precio convenio)																											
Hormigón H30																											
Vigas Hormigón Armado de 10,5 m de Longitud																											
Juntas de Dilatación Longitudinales																											
Estructuras Alargue oriente Cobertizo N°6 (568 m)																											
VIALES																											
Remoción de Pavimentos de Hormigón																											
Excavación de Corte en T.C.N																											
Formación y Compactación de Terraplenes																											
Preparación de la Subrasante																											
Subbase granular Graduación Abierta, CBR≥50%																											
Pavimento de Hormigón de Cemento Hidráulico con Barras de Traspaso de carga																											
Demarcación de Pavimento, Línea Central Continua																											
Demarcación de Pavimento, Línea Central Continua																											

Figura F.1: Programa de Trabajo.
[Fuente: Informe mensual N°26 Rehabilitación Ruta 60Ch, MOP Mayo 2011]

Designación	Días Acumulados																							
	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	330	360	390	420	450	480	510	540	570	600				
Año	2009		2010												2011									
Meses	N	D	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	E	F	M	A	M	J				
ESTRUCTURA																								
Infraestructura																								
Relleno Estructural																								
Excavación en Roca para Obras de Drenaje																								
excavación a Máquina en Puentes y estructuras																								
Moldajes																								
Acero Para Armaduras A63-42H																								
Acero Para Armaduras A63-42H (a precio convenio)																								
Suministro, transporte y coloc. de celosías																								
Hormigón pobre H10																								
Hormigón H30																								
Superestructura																								
Formación y Compactación de Terraplenes Sobre Estructuras																								
Impermeabilización de Estructuras con Geomembranas																								
Impermeabilización de Muros																								
Moldajes																								
Acero Para Armaduras A63-42H																								
Acero Para Armaduras A63-42H (a precio convenio)																								
Hormigón H30																								
Vigas Hormigón Armado de 10,5 m de Longitud																								
Juntas de Dilatación Longitudinales																								

Figura F.1: Programa de Trabajo. (Continuación)
[Fuente: Informe mensual N°26 Rehabilitación Ruta 60Ch, MOP Mayo 2011]

ANEXO G

A continuación se muestran fotografías de los cobertizos de la ruta 60 – Ch, durante su periodo de construcción.



Figura G.1: Postura de moldajes para hormigonar la losa.
[Fuente: OPH Ingenieros, 2011]



Figura G.2: Hormigonado losa.
[Fuente: OPH Ingenieros, 2011]



Figura G.3: Montaje piezas prefabricadas.
[Fuente: OPH Ingenieros, 2011]



Figura G.4: Celosías.
[Fuente: OPH Ingenieros, 2011]



Figura G.5: Montaje Vigas pretensadas.
[Fuente: OPH Ingenieros, 2011]



Figura G.6: Vista transversal cobertizos.
[Fuente: OPH Ingenieros, 2011]